



CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE SEGUNDA ORDEM E RESPETIVA INFLUÊNCIA NA TIXOTROPIA DE UM SOLO MARINHO

JOANA MARGARIDA FELGUEIRAS TOMÉ

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

Coorientador: Professor Doutor Alessandro C. Molares Kormann

Coorientador: Engenheiro Miguel Ferreira do Amaral

JULHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha mãe e ao meu avô António, pois é a eles que devo a pessoa que sou.

*“Agir, eis a inteligência verdadeira.”
Fernando Pessoa*

AGRADECIMENTOS

Após terminar este trabalho não posso deixar de agradecer a algumas pessoas que foram essenciais para que tudo isto se realizasse.

Em primeiro lugar queria agradecer ao Professor Doutor António Viana da Fonseca pela orientação e apoio prestado, não só durante a execução desta dissertação, mas desde sempre. Fonte de conhecimento e experiência faz questão de transmitir tudo isso para os seus alunos, o que faz com que seja bastante interessante trabalhar com ele. Para lá do lado profissional não posso deixar de agradecer a “pessoa” que foi comigo durante esta “aventura” no Brasil prestando todo o apoio que necessitei.

Em segundo, um agradecimento especial ao Professor Doutor Alessandro Kormann pela ótima recepção que tive em Curitiba, nomeadamente na Fugro In Situ. Por todo o apoio, conhecimento e experiência transmitidos e pela tranquilidade e serenidade que é trabalhar com ele.

De seguida um enorme obrigado ao Engenheiro Miguel Amaral por toda a experiência, exigência e conhecimento que me transferiu. Pela paciência e pelo tempo que disponibilizou para que tudo fosse realizado da melhor forma.

À empresa Fugro In Situ pela informação técnica e equipamentos que disponibilizou para a realização desta dissertação, bem como a ajuda financeira que ofereceu.

A todos os técnicos e auxiliares de laboratório da Fugro In Situ, mas em especial ao Senhor António e ao Nelson por toda a experiência profissional partilhada que me enriqueceu a nível profissional. Ao Maicon e Arthur por toda a ajuda disponibilizada durante a execução dos ensaios realizados.

À Professora Monica Moncada por toda a compreensão e preocupação que demonstrou com o trabalho desenvolvido, bem como todo o conhecimento transmitido.

Um agradecimento ainda à Professora Doutora Elisabete Esteves por toda a disponibilidade que apresentou para melhorar o trabalho apresentado.

À Helena pela paciência, convivência e conhecimento partilhado durante estes 6 meses.

Um agradecimento especial às minhas amigas mais próximas por todo o apoio que me deram durante estes últimos meses e por todos os momentos que partilhamos até hoje. Pela vossa verdadeira amizade.

À Bruna pela paciência, pelo ombro amigo, pela motivação, pela força e calma que me transmitiu nos momentos mais complicados durante estes 6 meses, mas acima de tudo pelos anos de pura amizade, sinceridade e proteção. Pelo apoio incondicional e por conseguir fazer com que tudo seja mais fácil quando está presente.

Ao Paulo e ao Tiago pela amizade e companheirismo dos últimos 5 anos, foram sem dúvida bastante importantes nesta fase da minha vida.

À minha família. Aos meus pais por todo o amor e por tudo o que fizeram por mim até hoje. Aos meus irmãos, Ricardo, Cláudio e Bruna pelos quais me orgulho e que são fonte de alegria e força para mim. Ao meu padrasto, por todo o apoio, amizade e carinho que sempre teve para comigo. À minha avó Ester pelo apoio que disponibilizou sempre para que realizasse os meus sonhos.

Um agradecimento profundo e sincero à minha mãe. Pela mulher que é, pela força e garra de viver que tem e que me trespassou. Por não me cortar as “asas” e me apoiar em tudo o que eu acredito. Por me ajudar a realizar os meus sonhos e acima de tudo por ser um verdadeiro porto de abrigo.

Aos docentes com quem me cruzei durante estes últimos anos na FEUP e com os quais adquiri bastante conhecimento.

RESUMO

O principal objetivo do presente trabalho consiste em tentar relacionar o comportamento tixotrópico dos solos marinhos com os efeitos de segunda ordem, consolidação secundária, que ocorrem neste tipo de solo. Neste sentido foi efetuado um estudo sobre o solo marinho ocorrente numa extensa área pertencente ao *offshore* brasileiro. Este estudo foi realizado dividindo a área em questão em seis áreas de menor dimensão sendo efetuada uma análise individual em cada uma destas zonas e posteriormente uma análise global da área total em estudo.

Para alcançar os propósitos sucintamente enunciados, inicialmente é feita uma introdução relativamente a conceitos sobre a sensibilidade e a tixotropia das argilas bem como a consolidação secundária, visto serem estes a base de todo o trabalho realizado. Em seguida são apresentados os parâmetros que caracterizam o solo que constitui a área em estudo, tais como a composição granulométrica, os limites de liquidez e plasticidade bem como o teor em água que este apresenta.

Posteriormente é realizada uma análise de forma a caracterizar a sensibilidade do solo da área em estudo sendo esta análise realizada com recurso aos resultados fornecidos pelo ensaio de *fall cone*. E ensaio permite obter o valor da resistência não drenada indeformada e remexida da amostra, permitindo desta forma efetuar o cálculo da sensibilidade do solo. Este ensaio também possibilita a avaliação do comportamento tixotrópico que o solo de cada uma das áreas apresenta, sendo feita de seguida uma análise global da área total. O comportamento tixotrópico do solo foi avaliado segundo a realização de vários ensaios de *fall cone* ao longo de um período de 60 dias.

Após a análise da sensibilidade e tixotropia do solo marinho em estudo e de forma a relacionar estes parâmetros com os efeitos de segunda ordem, consolidação secundária, foram executados ensaios edométricos para obter os respetivos coeficientes de consolidação secundária. A análise foi realizada em cada uma das seis áreas em diversas amostras coletadas a diferentes profundidades.

Finalmente, os resultados obtidos relativos às seis áreas no que concerne à sensibilidade, à tixotropia e à consolidação secundária foram analisados em conjunto com o objetivo de relacionar os três parâmetros desenvolvendo modelos de regressão.

PALAVRAS-CHAVE: Sensibilidade, Comportamento tixotrópico, Coeficiente de consolidação secundária, Solo marinho, *Fall Cone*.

ABSTRACT

The main goal of this work is trying to relate the thixotropic behavior of marine soil with second order effects, secondary consolidation, which occur in this type of soil. Thus, it was performed a study about marine soil in an extensive area, which belongs to brasilian offshore. This study was carried out dividing the area in 6 different areas, where the analyses were made individually by area, followed by a global analysis of the watershed.

Firstly it was made a briefly introduction about sensibility, clay's thixotropy and secondary consolidation. These concepts are the base of development of this work and they are important to interpret subsequently results. Before starting work, some soil parameters are presented, such as granulometric composition, liquidity limits, plasticity soil and humidity content.

After that, the sensibility of six watershed different areas are studied. This analysis is made through fall cone test, which allow us to get the undrained, undisturbed and remolded resistance value which enable soil sensibility calculation. This assay also allows the assessment of thixotropic behavior of each area. Then, the region is global analyzed. Soil thixotropic behavior was assessed by several fall cone tests during 60 days.

After sensibility and thixotropic analyses of marine soil in study were carried out consolidation assays to relate these parameters with second order effects that occur in soil and to obtain associated secondary consolidation coefficients. The assay was made in samples collected at different deeps of each area.

Lastly, all dates obtained were condensed and it was made a statistical analysis to try to discover the presence of relationship between soil sensibility and thixotropic the potential secondary consolidation.

KEYWORDS: sensibility, thixotropic behavior, secondary consolidation coefficient, marine soil, fall cone.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1.INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	1
1.3. ESTRUTURA DA TESE	2

2.ESTADO DA ARTE	3
2.1. SOLOS MOLES	3
2.1.1. INTRODUÇÃO	3
2.1.2. ORIGEM E FORMAÇÃO DE UMA ARGILA.....	3
2.1.3. COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA DAS ARGILAS	4
2.1.4. ESTRUTURAS DAS ARGILAS	7
2.1.5. SENSIBILIDADE DAS ARGILAS	8
2.1.6. FATORES QUE INFLUENCIAM A SENSIBILIDADE DAS ARGILAS.....	10
2.1.6.1. Mineralogia das argilas sensíveis	10
2.1.6.2. Granulometria das argilas sensíveis	10
2.1.6.3. Estado metastável das argilas sensíveis	10
2.1.6.4. Presença de matéria orgânica	11
2.1.6.5. Efeito do pH na sensibilidade das argilas	11
2.1.7. COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ARGILAS	11
2.1.7.1. Plasticidade e Consistência das Argilas	11
2.1.7.2. Atividade das Argilas	12
2.1.7.3. Compressibilidade e Consolidação das Argilas	13
2.2. COMPORTAMENTO TIXOTRÓPICO DAS ARGILAS	14
2.2.1. DEFINIÇÕES BÁSICAS.....	14
2.2.2. SOLOS PURAMENTE TIXOTRÓPICOS E SOLOS PARCIALMENTE TIXOTRÓPICOS.....	15
2.2.3. METODOLOGIAS PARA AVALIAÇÃO DA TIXOTROPIA.....	15
2.2.3.1. Fall Cone Test (Ensaio de cone sueco)	15
2.2.3.2. Mini Vane Test	16
2.2.3.3. Torvane	18
2.2.4.4. Penetrômetro de bolso	18
2.3. CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA	19
2.3.1. DEFINIÇÕES BÁSICAS	19

2.3.2. METODOLOGIAS PARA AVALIAR A CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA.....	19
2.3.2.1. Ensaio Edométrico	19
2.4 ESTATÍSTICA DESCRITIVA E PROBABILÍSTICA.....	23
2.4.1. ESTATÍSTICA DESCRITIVA.....	23
2.4.1.1. Medidas de Posição	23
2.4.1.2. Medidas de Dispersão.....	23
2.4.2. ESTATÍSTICA PROBABILÍSTICA.....	25
2.4.2.1. Teste de Hipóteses	26
2.4.2.2. Valores de p e Nível de Significância.....	26

3.PROGRAMA EXPERIMENTAL 27

3.1. CARATERIZAÇÃO DO SOLO	27
3.1.1. INTRODUÇÃO	27
3.1.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	28
3.1.3. TEOR EM ÁGUA E DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS.....	33
3.1.4. LIMITES DE ATTERBERG	34
3.2. ENSAIOS UTILIZADOS PARA A CARATERIZAÇÃO DAS ARGILAS	37
3.2.1. FALL CONE TEST	37
3.2.1.1. Equipamento Utilizado	38
3.2.1.2. Preparação das Amostras.....	39
3.2.1.3. Procedimentos do Ensaio	39
3.2.1.4. Calibrações Efetuadas	40
3.2.2. ENSAIO EDOMÉTRICO	41
3.2.2.1. Equipamento Utilizado	41
3.2.2.2. Preparação das Amostras.....	42
3.2.2.3. Procedimentos do Ensaio	43
3.2.2.4. Calibrações Efetuadas	45
3.3. TRATAMENTO DE DADOS	45
3.3.1. SENSIBILIDADE	45
3.3.2. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA E TIXOTROPIA	45
3.3.3. COEFICIENTE DE CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA	46

4.ANÁLISE PONTUAL DE RESULTADOS..... 47

4.1. TIXOTROPIA E SENSIBILIDADE	47
4.1.1. SENSIBILIDADE DAS AMOSTRAS	47
4.1.1.1. Análise individual da sensibilidade de cada uma das diferentes áreas.....	47
4.1.1.2. Principais conclusões.....	49
4.1.2. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA EM FUNÇÃO DO TEMPO	50
4.1.2.1. Análise do comportamento tixotrópico na área 1.....	50

4.1.2.2. Análise do comportamento tixotrópico na área 2.....	53
4.1.2.3. Análise do comportamento tixotrópico na área 3.....	54
4.1.2.4. Análise do comportamento tixotrópico na área 4.....	56
4.1.2.5. Análise do comportamento tixotrópico na área 5.....	58
4.1.2.6 Análise do comportamento tixotrópico na área 6.....	61
4.1.2.7. Principais conclusões.....	62
4.1.3. ANÁLISE DO GANHO DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA EM FUNÇÃO DA HUMIDADE.....	63
4.2. CONSOLIDAÇÃO	64
4.2.1. PARÂMETROS CALCULADOS PELO ENSAIO EDOMÉTRICO	64
4.2.1.1. Coeficiente de Consolidação Vertical	64
4.2.1.2. Índice de Recompressibilidade, (C_r)	66
4.2.1.3. Índice de Compressibilidade, (C_c).....	67
4.2.1.4. Índice de Expansibilidade, (C_s)	67
4.2.1.5. Tensão de Pré-Consolidação.....	67
4.2.1.6. Coeficiente de Consolidação Secundária	70
 5.DISSCUSSÃO DE RESULTADOS	 75
5.1. ANÁLISE ESTATÍSTICA E TESTE DE HIPÓTESES	75
5.1.1. ENTRE AMOSTRADORES.....	75
5.1.2. ENTRE ÁREAS	78
5.1.3. DA BACIA	80
5.2. MODELOS DE REGRESSÃO	83
5.2.1. RELAÇÃO ENTRE A SENSIBILIDADE E A TIXOTROPIA.....	83
5.2.2. RELAÇÃO ENTRE A TIXOTROPIA E A CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA.....	83
5.2.3. RELAÇÃO ENTRE A SENSIBILIDADE E A CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA	84
 6.CONCLUSÕES	 85
6.1. AVALIAÇÃO FINAL	85
6.2. PROPOSTAS PARA INVESTIGAÇÕES FUTURAS	86
 BIBLIOGRAFIA	 87
ANEXOS	91
ANEXO 1	93
ANEXO 2	101
ANEXO 3	105
ANEXO 4	107

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Modelo esquemático da estrutura química da caulinite, (adaptado de Grim, 1962)	4
Fig. 2.2 - Esquema de uma Caulinite	5
Fig. 2.3 - Esquema de uma Montmorilonite	5
Fig. 2.4 – Representação esquemática da estrutura da montmorilonites, (Brigatti et al.,2006)	6
Fig. 2.5 - Esquema de uma ilite.....	6
Fig. 2.6 - Esquema da estrutura granular simples, (UNISINOS, 2007)	7
Fig. 2.7 - Esquema da estrutura alveolar, (UNISINOS, 2007)	7
Fig. 2.8 - Esquema da estrutura flocular, (UNISINOS, 2007)	8
Fig. 2.9 - Esquema da estrutura esqueleto, (apontamentos de Engenharia Civil da UNISINOS, 2007)	8
Fig. 2.10 - Ilustração do arranjo das partículas em ambiente de água doce (possível arranjo disperso) e água salgada (possível arranjo floculado), (adaptado de Mitchell, 1976 e Pinto, 2006)	10
Fig. 2.11 – Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade de caulinite, ilite e montmorilonite, (Skempton, 1953)	13
Fig. 2.12 - Analogia de Terzaghi para os fenómenos de carregamento e de consolidação de argilas, (Matos Fernandes, 2006)	14
Fig. 2.13 - Ilustração do tipo de comportamento tixotrópico que as argilas podem assumir, (adaptado de Skempton e Northey, 1952)	15
Fig. 2.14 – Equipamento de Fall Cone, (Geonor)	16
Fig. 2.15 – a) Ilustração de uma palheta de Mini Vane, (Matos Fernandes, 2006); b) Esquema do ensaio de Mini Vane, (Igeotest, Ensaio geotécnicos - Vane Test).....	17
Fig. 2.16 - Aparelho utilizado para a realização do ensaio de Mini Vane, (Vj Tech, Equipamentos manuais).....	17
Fig. 2.17 - Aparelho utilizado no ensaio de Torvane, (Forney – Soils, Torvane).....	18
Fig. 2.18 - Caraterísticas das molas de Torvane	18
Fig. 2.19 - Equipamento utilizado no ensaio de penetrômetro de bolso.....	18
Fig. 2.20 - Esquema do ensaio edométrico (Matos Fernandes, 2006).....	20
Fig. 2.21 - Variação do índice de vazios em função da tensão efetiva vertical durante o ciclo de carga e descarga (adaptado Maranhão, 2008)	20
Fig. 2.22 - Determinação da tensão de pré-consolidação através do gráfico obtido no ensaio edométrico (adapitado Maranhão, 2008).....	21
Fig. 2.23 – Determinação da tensão de pré-consolidação segundo o método de Pacheco Silva (adaptado Maranhão, 2008).....	22
Fig. 2.24 - Variação dos assentamentos do solo a carregamento constante em função do tempo, (adaptado de Lambe, 1969)	22

Fig. 2.26 – Exemplo de representação gráfica de uma curva de distribuição normal	25
Fig. 3.1 - Mapa de localização das bacias que constituem o offshore brasileiro (Bacias sedimentares e Estados produtivos – Apontamentos do curso de Tecnólogo em processos Químicos Industriais na Universidade Paulista UNIP, 2012)	28
Fig. 3.2 - Escalas adoptadas pelas normas ASTM, AASHTO, M.I.T e ABNT (apontamentos de mecânica dos solos da Universidade Federal da Bahia)	29
Fig. 3.3 - Peneiros utilizadas no processo de peneiração	29
Fig. 3.4 - Equipamento utilizado na peneiração mecânica	30
Fig. 3.5 - Exemplo do processo de sedimentação	31
Fig. 3.6 - Curvas granulométricas que caracterizam a bacia	32
Fig. 3.7 – Valores do teor em água do solo em estudo	34
Fig. 3.8 – Valores da densidade das partículas sólidas do solo em estudo	34
Fig. 3.9 - Equipamento de concha de Casagrande	35
Fig. 3.10: a) Ilustração da amostra a ensaiar na concha de Casagrande para a determinação do limite de liquidez; b) Ilustração do corte que é feito na amostra antes de iniciar as pancadas; c) Ilustração da união do solo na zona central da amostra.	35
Fig. 3.11 - Exemplo do método utilizado para calcular o limite de liquidez	36
Fig. 3.12 – Representação gráfica de parâmetros que caracterizam a área em estudo em função da profundidade: (a) limite de plasticidade; (b) limite de liquidez	37
Fig. 3.13 - Equipamento de Fall Cone utilizado na realização dos ensaios	38
Fig. 3.14 - Exemplo dos pontos de queda do cone no ensaio de Fall Cone (cone sueco)	40
Fig. 3.15 - Exemplo da calibração efetuada nos cones	41
Fig. 3.16 - Prensa de adensamento automática	42
Fig. 3.17 - Ilustração dos procedimentos a seguir na preparação da amostra para o ensaio edométrico	42
Fig. 3.18 - Ilustração dos passos a executar para colocar a amostra na célula de adensamento	43
Fig. 3.19 - Ilustração dos passos a seguir na montagem da célula de adensamento para inicial o ensaio edométrico	44
Fig. 3.20 - Exemplo da curva obtida no ensaio edométrico	46
Fig. 4.1 – Análise da sensibilidade em função da profundidade: a) sensibilidade do solo presente na área 1; b) sensibilidade do solo presente na área 2; c) sensibilidade do solo presente na área 3; d) sensibilidade do solo presente na área 4; e) sensibilidade do solo presente na área 5; f) sensibilidade do solo presente na área 6	49
Fig. 4.2 – Análise global da sensibilidade em função da profundidade da área em estudo	50
Fig. 4.3 - Representação gráfica do comportamento tixotrópico de amostras da área 1: a) amostra ST1443; b) amostra ST1491; c) amostra ST1561; d) amostra ST11860; e) amostra ST1552; f) amostra ST1929; g) amostra ST1829	52

Fig. 4.4 - Representação gráfica do comportamento tixotrópico de amostras da área 2: a) amostra ST1893; b) amostra ST1874; c) amostra ST1939; d) amostra ST1943	54
Fig. 4.5 - Representação gráfica do comportamento tixotrópico de amostras da área 3: a) amostra ST1252; b) amostra ST1400; c) amostra ST1563; d) amostra ST1282; e) amostra ST1798; f) amostra ST1268	55
Fig. 4.6 - Representação gráfica do comportamento tixotrópico de amostras da área 4: a) amostra ST1197; b) amostra ST1169; c) amostra ST1142; d) amostra ST1128; e) amostra ST1337; f) amostra ST1146; g) amostra ST1194; h) amostra ST1367; i) amostra ST1358; j) amostra ST1347	58
Fig. 4.7 - Representação gráfica do comportamento tixotrópico de amostras da área 5: a) amostra ST1085; b) amostra ST1313; c) amostra ST1611; d) amostra ST1305; e) amostra ST1883; f) amostra ST1445; g) amostra ST1811; h) amostra ST1602; i) amostra ST1407	61
Fig. 4.8 - Representação gráfica do comportamento tixotrópico de amostras da área 6: a) amostra ST1293; b) amostra ST1818; c) amostra ST1468; d) amostra ST1318 e) amostra ST1825; f) amostra ST1915	62
Fig. 4.9 - Representação gráfica do comportamento tixotrópico em função do tempo	64
Fig. 4.10 - Ilustração da determinação dos índices de recompressibilidade, compressibilidade e expansibilidade, (apontamentos da Universidade Católica de Goiás)	67
Fig. 5.1 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de sensibilidade na análise entre amostradores	76
Fig. 5.2 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de tixotropia na análise entre amostradores	77
Fig. 5.3 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de consolidação secundária na análise entre amostradores	77
Fig. 5.4 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de sensibilidade na análise entre áreas	78
Fig. 5.5 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de tixotropia na análise entre áreas	79
Fig. 5.6 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de consolidação secundária na análise entre áreas	80
Fig. 5.7 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de sensibilidade na análise na bacia	81
Fig. 5.8 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de tixotropia na análise na bacia	82
Fig. 5.9 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de consolidação secundária na análise na bacia	82
Fig. 5.10 - Relação dos coeficientes de tixotropia (T_x) com a sensibilidade (S_t)	83
Fig. 5.11 - Relação entre o coeficiente de tixotropia (T_x) e o coeficiente de consolidação secundária (C_a)	84
Fig. 5.12 - Relação entre a sensibilidade (S_t) e o coeficiente de consolidação secundária (C_a)	84

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Classificação da sensibilidade de uma argila, (Skempton e Northey, 1952).....	9
Quadro 2.2 -Classificação da sensibilidade de uma argila segundo Rosenqvist, (adaptado de Mitchell, 1976)	9
Quadro 2.3 - Classificação dos minerais de argila quanto à atividade, (Matos Fernandes, 2006)	12
Quadro 3.1 – Características dos cones fornecidos com o Fall Cone, (Geonor)	38
Quadro 3.2 - Valor das tensões aplicadas em cada estágio em função da profundidade da amostra	44
Quadro 3.3 - Fórmulas utilizadas no ensaio de cone sueco para o cálculo da resistência não drenada	45
Quadro 4.1 – Identificação das amostras ensaiadas na área 1	51
Quadro 4.2 - Identificação das amostras ensaiadas na área 2	53
Quadro 4.3 - Identificação das amostras ensaiadas na área 3	54
Quadro 4.4 - Identificação das amostras ensaiadas na área 4	56
Quadro 4.5 - Identificação das amostras ensaiadas na área 5	59
Quadro 4.6 - Identificação das amostras ensaiadas na área 6	61
Quadro 4.7 – Coeficientes de consolidação de amostras com profundidade média de 3,20m	65
Quadro 4.8 – Coeficientes de consolidação de amostras com profundidade média de 4,11m	65
Quadro 4.9 – Coeficientes de consolidação de amostras com profundidade média de 7,77m	65
Quadro 4.10 - Coeficientes de consolidação de amostras com profundidade média de 12,34m	66
Quadro 4.11 – Coeficientes de consolidação de amostras com profundidade média de 16,00m	66
Quadro 4.12 – Coeficientes de consolidação de amostras com profundidade média de 16,91m	66
Quadro 4.13 – Parâmetros obtidos pelo ensaio de adensamento em amostras com profundidade média de 3,20m.....	68
Quadro 4.14 – Parâmetros obtidos pelo ensaio de adensamento em amostras com profundidade média de 4,11m.....	68
Quadro 4.15 – Parâmetros obtidos pelo ensaio de adensamento em amostras com profundidade média de 7,77m.....	68
Quadro 4.16 – Parâmetros obtidos pelo ensaio de adensamento em amostras com profundidade média de 12,34m.....	69
Quadro 4.17 – Parâmetros obtidos pelo ensaio de adensamento em amostras com profundidade média de 16,00m.....	69
Quadro 4.18 – Parâmetros obtidos pelo ensaio de adensamento em amostras com profundidade média de 16,91m.....	69
Quadro 4.19 – Coeficientes de consolidação secundária de amostras com profundidade média de 3,20m.....	70

Quadro 4.20 – Coeficientes de consolidação secundária de amostras com profundidade média de 4,11m.....	70
Quadro 4.21 – Coeficientes de consolidação secundária de amostras com profundidade média de 7,77m.....	70
Quadro 4.22 – Coeficientes de consolidação secundária de amostras com profundidade média de 12,34m.....	71
Quadro 4.23 – Coeficientes de consolidação secundária de amostras com profundidade média de 16,00m.....	72
Quadro 4.24 – Coeficientes de consolidação secundária de amostras com profundidade média de 16,91m.....	72

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

A_t – Atividade das Argilas

c_v – Coeficiente de variação

C_α – Coeficiente de consolidação secundário

C_c – Índice de compressibilidade

C_r – Índice de recompressibilidade

C_s – Índice de expansibilidade

C_u – Coesão não drenada

S_t – Sensibilidade

S_u – Resistência não drenada indeformada

S_{ur} – Resistência não drenada remexida

w_L – Limite de Liquidez

w_P – Limite de Plasticidades

k_0 – Coeficiente de impulso em repouso

σ'_p – Tensão de pré-consolidação

OCR – Grau de Sobreconsolidação

σ'_{v0} – Tensão efetiva vertical de repouso

ϕ' – Ângulo de resistência ao corte

σ_1 – Tensão axial

σ_2 e σ_3 – Tensões radiais

M – Média

V – Variância

D_p – Desvio Padrão

H_0 – Hipótese nula

H_a – Hipótese alternativa

α – Nível de significância

v – Velocidade

h – Altura

t – Tempo

g – Gravidade

γ_s – Peso volúmico seco

γ_w – Peso volúmico da água

D – Diâmetro

w – Teor em água natural

Gs – Densidade real dos grãos

JPC – *Jumbo Piston Core*

T_x – Coeficiente de Tixotropia

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

A produção mundial de petróleo e de gás natural tem sofrido um crescimento constante, desde 1985, acompanhando assim o consumo energético. Prevê-se que os hidrocarbonetos vão continuar a ser a principal fonte de energia usada no mundo durante os próximos 25 anos. A participação destes é estimada em 56% do abastecimento energético mundial para o ano 2020. Assim, o petróleo e o gás natural produzidos em águas profundas devem ocupar um lugar importante no abastecimento energético mundial. Neste contexto, o *offshore* desempenhará um papel cada vez mais importante na determinação das reservas e da produção mundial de petróleo e gás natural. Hoje, 30% da produção de petróleo é proveniente das plataformas marítimas o que justifica o desenvolvimento da produção *offshore*. Este desenvolvimento faz-se em grande parte a partir de plataformas fixas. Esta tecnologia foi desenvolvida entre as décadas de 30 e 50, inicialmente na Venezuela e de seguida no Golfo do México. As plataformas fixas não são mais do que grandes estruturas metálicas que repousam sobre o subsolo marinho. O facto da construção e implementação destas estruturas se encontrar associada a custos muito elevados exige que o estudo do solo que as suporta seja algo bastante completo e preciso, o que justifica os valores elevados dos fatores de segurança utilizados no estudo de solos marinhos.

Deste modo, a prática de caracterizar os solos onde as plataformas são implementadas é algo cada vez mais frequente. Neste contexto, julga-se que o presente estudo se reveste de grande importância uma vez que os solos marinhos se apresentam como solos bastantes particulares devido às características particulares que apresentam e também ao meio onde se encontram.

1.2. OBJETIVOS

Com a realização do presente trabalho pretende-se dar resposta a quatro principais objetivos. Inicialmente é pretendido que se caracterize a área em estudo quanto à sensibilidade das argilas que a constituem. O solo deve ainda ser caracterizado quanto ao comportamento tixotrópico que apresenta de forma a estudar um pouco mais esta capacidade que algumas argilas apresentam. Devem ainda ser

estudados os assentamentos ocorrentes após a consolidação primária ter terminado, ou seja, durante a consolidação secundária. Por fim, e como objetivo principal é pretendido que se estude a possibilidade da existência de modelões de regressão entre os três parâmetros estudados, sendo estes, a sensibilidade, o coeficiente de tixotropia e o coeficiente de consolidação secundária.

1.3. ESTRUTURA DA TESE

O trabalho apresentado encontra-se dividido em 6 capítulos.

O presente capítulo (capítulo 1) surge com o objetivo de introduzir e justificar o tema desenvolvido. São também referidos os objetivos que se pretende atingir com a sua realização.

No capítulo dois, que se designa por “Estado da Arte”, são abordados e desenvolvidos conceitos fundamentais para a compreensão do estudo apresentado. São também mencionados alguns conceitos base dos ensaios utilizados no presente trabalho e de outros, que embora não tenham sido desenvolvidos neste estudo, se julga serem da mais útil importância para a caracterização das propriedades estudadas. Desta forma, neste capítulo, é apresentada a teoria que serve de base ao desenvolvimento do presente estudo.

No terceiro capítulo é efetuada uma caracterização do solo utilizado para o desenvolvimento deste trabalho e são apresentadas as metodologias usadas para determinar a sensibilidade, o seu comportamento tixotrópico e os respetivos coeficientes de consolidação secundária. É ainda abordado o método utilizado para efetuar o tratamento dos dados obtidos.

O quarto capítulo destina-se à apresentação dos resultados obtidos relativamente à sensibilidade, à tixotropia e aos coeficientes de consolidação secundária do solo marinho objeto de estudo no presente trabalho. Inicialmente, é apresentada uma análise individual de cada uma das 6 áreas em que a extensão total foi dividida, e por fim uma análise global das 6 áreas de forma a caracterizar os três parâmetros mencionados.

No capítulo 5 é realizada uma análise estatística dos valores obtidos com o objetivo de tentar encontrar uma relação entre os 3 parâmetros estudados e perceber qual o comportamento que estes assumem em função da profundidade.

Por fim, no sexto capítulo, são apresentadas as conclusões obtidas bem como as propostas de investigações a desenvolver no futuro para complementar o trabalho realizado.

2

ESTADO DA ARTE

2.1. SOLOS MOLES

2.1.1. INTRODUÇÃO

O desempenho de uma determinada estrutura geotécnica depende das características do solo que a suporta. Desta forma, é extremamente importante conhecer as características dos solos com o objetivo de saber se este apresenta as propriedades adequadas para suportar determinada estrutura.

Assim, de forma a evitar acidentes, é necessário que o solo apresente resistência, compressibilidade e permeabilidade adequadas. Uma vez que as argilas moles são caracterizadas pela baixa resistência e elevada compressibilidade (Nagaraj e Miura, 2001), é extremamente importante que o estudo destas seja bastante detalhado, uma vez que estas características de resistência e de deformabilidade são desfavoráveis no que concerne ao estudo da estabilidade.

2.1.2. ORIGEM E FORMAÇÃO DE UMA ARGILA

Os solos resultam da decomposição das rochas pela ação de agentes físicos ou químicos, podendo ou não ter matéria orgânica. Esta decomposição é devida a um conjunto de processos que ocorrem na superfície terrestre que provocam a decomposição das rochas por ações físicas e químicas, ao que chamamos de intemperismo. Assim, a desintegração mecânica está relacionada com a alteração física da rocha-mãe, mas sem que haja alteração da sua composição. Os principais agentes deste processo são a água, a variação de temperatura, a vegetação e o vento. Por outro lado, a decomposição química, resulta na decomposição da rocha-mãe, havendo alteração das características da mesma, sendo que os principais processos de alteração química são a oxidação, a hidratação, a carbonatação e os efeitos químicos da vegetação.

Quando o solo se encontra em formação, existem fatores que têm um papel bastante importante nessa formação, como é o caso do clima, o tipo de rocha, a vegetação, o relevo e o tempo de atuação desses fatores. Destes, há que destacar o clima, uma vez que a mesma rocha poderá formar solos diferentes,

se a decomposição ocorrer em climas diferentes. E por outro lado, rochas diferentes podem formar solos semelhantes caso a decomposição ocorra em locais com climas idênticos.

Os solos argilosos podem ainda ser divididos em dois grandes grupos, residuais ou sedimentares. As argilas residuais são constituídas por solo que permanece no local de decomposição da rocha-mãe e que preserva parte das suas características. Por outro lado, as argilas sedimentares, resultam da decomposição de elementos rochosos que são transportados para outro lado por ação da água, do vento e da gravidade.

2.1.3. COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA DAS ARGILAS

Pela norma P-TS-4 da ABNT (1961), é definida como argila, uma rocha geralmente plástica, constituída essencialmente por silicatos de alumínio hidratados, os quais denominamos por minerais de argila ou argilo-minerais, que podem conter sílica livre e outras impurezas. Além de impurezas, as argilas podem apresentar contaminações de matéria orgânica, provenientes de depósitos carbonáceos sobrepostos a estas.

A plasticidade, é uma das principais propriedades das argilas, que resulta da forma lamelar alongada que os argilo-minerais que as constituem apresentam, bem como a permuta catiónica e as dimensões geralmente inferiores a 2 micron, que caracterizam estes minerais.

A classificação das argilas é feita, tendo em conta, os argilo-minerais que predominam na sua constituição. Estes, podem ser classificados em diversos grupos, conforme a estrutura cristalina e as propriedades que apresentam. Os principais grupos de argilo-minerais são o das caulinites, das montmorilonites e das ilites.

A unidade básica das caulinites (Fig. 2.1) é constituída por uma “folha” tetraédrica de átomos de silício e oxigênio, denominada de “folha de sílica”, e por uma “folha” octaédrica de átomos de alumínio e hidroxilas, a qual é conhecida como “folha de gibsita”.

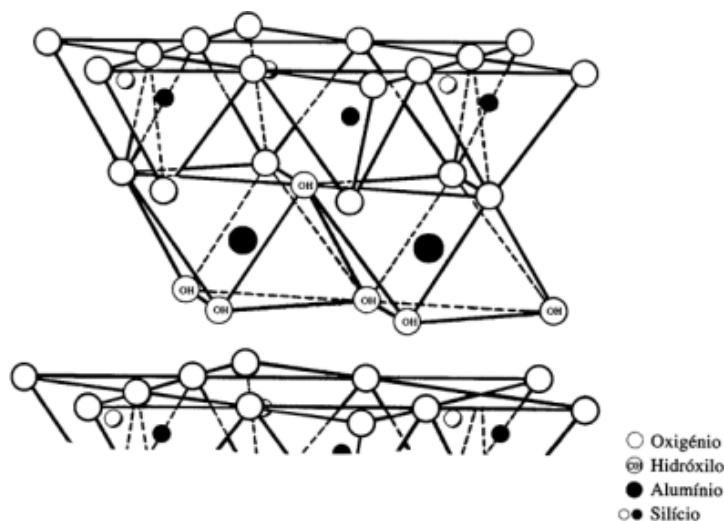
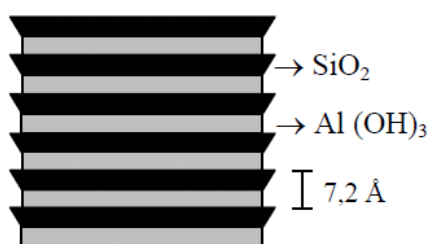


Fig. 2.1 – Modelo esquemático da estrutura química da caulinite, (adaptado de Grim, 1962)

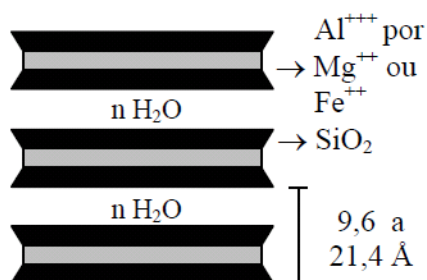
As caulinites, são formadas pelo empilhamento de 6 destas unidades básicas, Fig. 2.2, sendo que a união entre o plano de hidroxilas de uma “folha gibsita” com o plano de oxigénio de outra “folha de sílica” é feita por ligações de hidrogénio. Estas ligações são fracas, mas fortes o suficiente para evitarem a penetração de água entre as unidades estruturais. Deste modo, as caulinites são caracterizadas por apresentarem pequena expansão, devido à difícil dispersão na água e baixa plasticidade. Estas, correspondem ainda, às argilas de maiores dimensões, que apresentam um comprimento que varia entre os 0,3 e 4 microns e uma espessura entre os 0,5 e os 2 microns.



Argilas 1 : 1

Fig. 2.2 - Esquema de uma Caulinite

As montmorilonites são também constituídas por octaedros de gibsita e tetraedros de sílica, no entanto, são um pouco mais complexas que as caulinites. A unidade estrutural básica das montmorilonites é constituída por duas “folhas de sílica”, e entre elas, uma “folha de gibsita”, Fig. 2.3.



Argilas 2 : 1

Fig. 2.3 - Esquema de uma Montmorilonite

As montmorilonites são caracterizadas pelo facto do alumínio das camadas de octaedros ser substituído, parcialmente ou totalmente, por magnésio e ferro. Essa alteração origina uma deficiência de cargas positivas, ou excesso de cargas negativas na camada interna, que são compensadas por catiões de sódio ou calcário geralmente hidratados que ficam posicionadas entre as unidades estruturais permitindo a movimentação relativa das camadas.

Devido à quebra de ligações existente nas extremidades e ao excesso de cargas negativas nas superfícies, as montmorilonites possuem grande capacidade de absorção de água e permuta catiónica.

Como a facilidade com que a água penetra entre as camadas estruturais, estas apresentam grande expansão e alta plasticidade. As montmorilonites são as argilas de menores dimensões.

Por fim, as ilites, apresentam a mesma estrutura básica que as montmorilonites, como se pode verificar na Fig. 2.4.

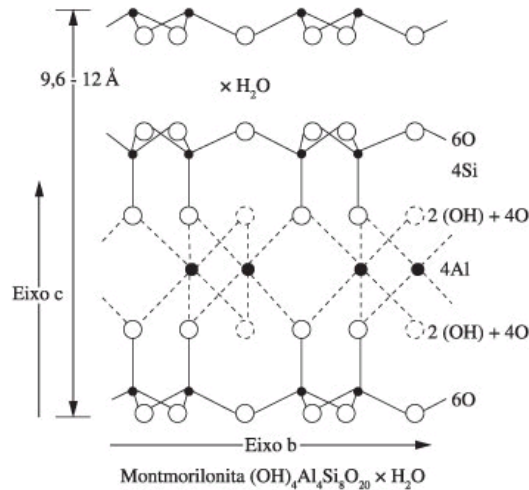


Fig. 2.4 – Representação esquemática da estrutura da montmorilonites, (Brigatti et al.,2006)

No entanto, nas ilites, os átomos de silício que constituem as folhas de sílica são substituídos parcialmente por átomos de alumínio. Existem assim, nas camadas exteriores das unidades estruturais cargas livres que são neutralizadas por cátions de potássio (K^+), que se encontram entre as unidades estruturais básicas das ilites, tal como se pode observar na Fig. 2.5.

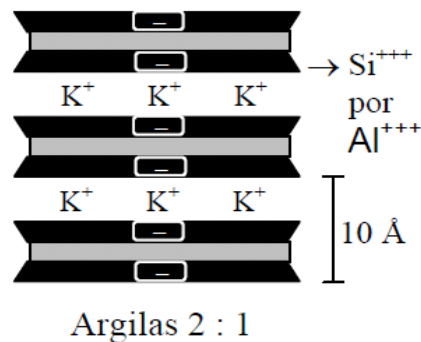


Fig. 2.5 - Esquema de uma ilite

As ilites, apresentam um diâmetro médio que varia entre 0,1 e 0,3 micron. Devido às ligações quebradas somente nas extremidades das camadas, estas exibem uma pequena capacidade de absorção de água. Apenas ocorre o contrário, quando a substituição de silício por alumínio for pequena, o que faz com que as ligações entre as unidades estruturais possam ser deficientes, permitindo desta forma a entrada de água, aproximando as propriedades das ilites com as das montmorilonites.

2.1.4. ESTRUTURAS DAS ARGILAS

A estrutura de um solo está relacionada com o arranjo que as partículas assumem no interior da massa de solo. Existem assim, vários arranjos e por sua vez, diferentes estruturas do solo. Estas dependem essencialmente do tamanho e forma dos grãos, bem como dos minerais que os constituem.

Os principais tipos de estruturas são: granular simples, alveolar ou em favo de abelha, floccular e esqueleto.

A estrutura granular simples é observada em areias e cascalhos. As partículas apoiam-se umas sobre as outras e cada partícula possui vários pontos de apoio, como se pode verificar na Fig. 2.6. Conforme estas são agrupadas, a estrutura pode ser mais densa ou mais solta, o que é definido pelo grau de compactidade e pela orientação das partículas. Em solos muito compactos, o vazio entre as partículas é menor e por consequência, a sua capacidade de deformação é menor. Contrariamente, para solos menos compactos, existem mais vazios entre as partículas e por consequência maior capacidade de deformação.

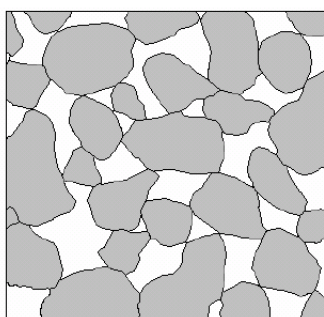


Fig. 2.6 - Esquema da estrutura granular simples, (UNISINOS, 2007)

A estrutura alveolar é observada nos siltes mais finos e em algumas areias. Um grão cai sobre o sedimento já formado, e ficará na posição em que se der o primeiro contacto, pois a força de aderência desenvolvida entre ambas, pode neutralizar o peso, fazendo com que a partícula seja detida antes de completar o seu percurso. Estas partículas, tomam uma posição em forma de arcos, como se observa na Fig. 2.7.

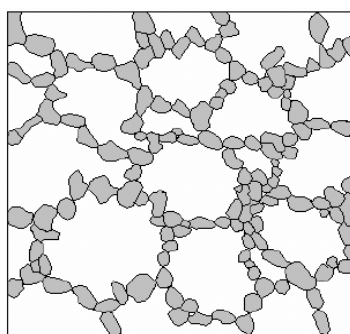


Fig. 2.7 - Esquema da estrutura alveolar, (UNISINOS, 2007)

A estrutura floccular ocorre em solos cujas partículas são muito pequenas, como é o caso das argilas. Como é conhecido, as partículas que constituem estes solos são carregadas quase sempre por carga negativa, que impede a aglutinação das mesmas. Sob a influência da adição de iões de carga positiva oposta, as cargas elétricas das partículas coloidais podem ser neutralizadas, mantendo as partículas unidas pelas forças de aderência que se desenvolvem. Desta forma, começam a formar-se flocos

maiores, que se unem entre si e formam painéis que se depositam conjuntamente na forma de arcos, que formam outros arcos, como mostra a Fig. 2.8.

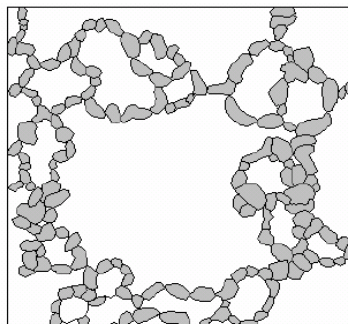


Fig. 2.8 - Esquema da estrutura flocular, (UNISINOS, 2007)

Por fim, a estrutura esqueleto verifica-se em solos onde existem grãos mais finos e grãos mais grossos. Este tipo de estrutura é raramente encontrada nos solos naturais, pois quando o material sofre carregamento, tende a desagregar-se, transformando-se numa estrutura alveolar. No entanto, os grãos mais grossos, formam um tipo de esqueleto que suporta a maior parte das cargas, e cujo interior, é preenchido por estruturas de grãos mais finos, como ilustra a Fig. 2.9.

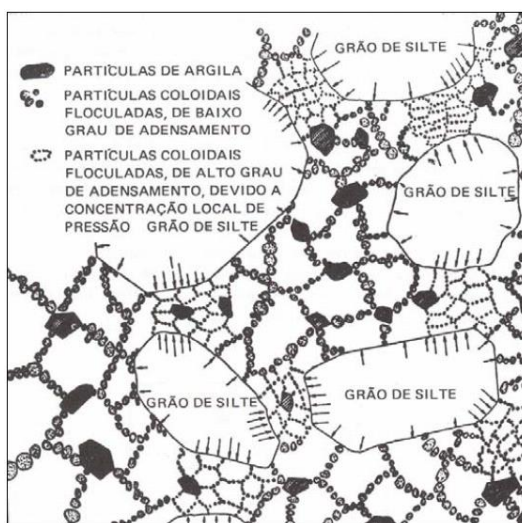


Fig. 2.9 - Esquema da estrutura esqueleto, (apontamentos de Engenharia Civil da UNISINOS, 2007)

2.1.5. SENSIBILIDADE DAS ARGILAS

A sensibilidade (S_t), é definida como a propriedade que as argilas possuem em perder resistência quando remexidas (Matos Fernandes, 2006). O estudo desta propriedade reveste-se de elevada importância para conseguir avaliar a suscetibilidade do solo em relação à perda de resistência com a deformação.

No estudo geotécnico de um solo é extremamente importante avaliar a sua resistência máxima de forma a conhecer as características do solo quanto à sua resistência para ser possível estabelecer os parâmetros de projeto. No entanto, é também indispensável ter conhecimento do comportamento do solo quando este se encontra deformado.

Segundo Skempton e Northey (1952) e Mitchell (1976), a maioria dos solos naturais perde parte da sua resistência quando remexido devido à quebra que se dá entre as partículas que constituem o solo.

Tendo em consideração a definição de sensibilidade, esta pode ser definida como o quociente entre a resistência não drenada indeformada (S_u) e a resistência não drenada remexida (S_{ur}):

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (2.1)$$

Foram apresentados dois critérios clássicos para classificar as argilas quanto à sua sensibilidade, sendo o primeiro apresentado por Skempton e Northey (1952) e o segundo por Rosenqvist (1953), citado mais tarde, por Mitchell (1976). Tais critérios são apresentados no Quadro 2.1 e Quadro 2.2, respetivamente.

Quadro 2.1 - Classificação da sensibilidade de uma argila, (Skempton e Northey, 1952)

Sensibilidade	Classificação
1	Argilas insensíveis
1 a 2	Argilas de baixa sensibilidade
2 a 4	Argila de média sensibilidade
4 a 8	Argila sensível
Maior que 8	Argila extrassensível
Maior que 16	Colapsíveis

Quadro 2.2 -Classificação da sensibilidade de uma argila segundo Rosenqvist, (adaptado de Mitchell, 1976)

Sensibilidade	Classificação
1	Argilas insensíveis
1 a 2	Argila levemente sensível
2 a 4	Argila medianamente sensível
4 a 8	Argila muito sensível
8 a 16	Levemente colapsíveis
16 a 32	Medianamente colapsíveis
32 a 64	Muito colapsíveis
Maior que 64	Extra colapsíveis

A classificação das argilas em estudo é feita segundo a proposta de Skempton e Northey (1952).

2.1.6. FATORES QUE INFLUENCIAM A SENSIBILIDADE DAS ARGILAS

2.1.6.1. Mineralogia das argilas sensíveis

Com base nos estudos de outros autores, Skempton e Northey (1952), na década de 40, apresentaram estudos onde era patente a independência entre a mineralogia das argilas e a sensibilidade. Os autores compararam dois depósitos argilosos diferentes que possuíam a mesma mineralogia e verificaram que a sensibilidade que apresentavam era diferente. Mitchell (1976) e Talme *et al.* (1966), *apud* SIG-R65 (2004), também estudaram este assunto e concluíram que *quick clays* e argilas de baixa sensibilidade não apresentavam diferente mineralogia.

2.1.6.2. Granulometria das argilas sensíveis

Segundo Mitchell (1976), as partículas de tamanho reduzido e forma lamelar, que constituem o solo, têm um papel muito importante no que diz respeito à sensibilidade. No entanto, Skempton e Northey (1952), Mitchell (1976) e Talme *et al.* (1966), *apud* SIG-R65 (2004), defendem que tal como a mineralogia, a distribuição granulométrica não influencia a sensibilidade.

2.1.6.3. Estado metastável das argilas sensíveis

Como já foi mencionado neste trabalho, as argilas podem resultar de solos transportados pela água, sendo depositados em ambientes de água doce ou salgada. Segundo Mitchell (1976), independentemente do local de deposição, a argila poderá desenvolver sensibilidade. Contudo, a ambientes salgados são associadas maiores sensibilidades. Tal se justifica pelas propriedades dos agregados associados a cada ambiente. Os agregados são formados durante a sedimentação do solo quando ocorre a floculação das partículas. Em ambientes de água salgada, os agregados são de dimensões mais elevadas, densos e apresentam grandes vazios entre eles. Por outro lado tal como se observa na Fig. 2.10, em ambientes de água doce, os agregados são pequenos, porosos e separados por pequenos vazios (Mitchell, 1976). Esta diferença de organização das partículas encontra-se evidenciada na Fig. 2.10.

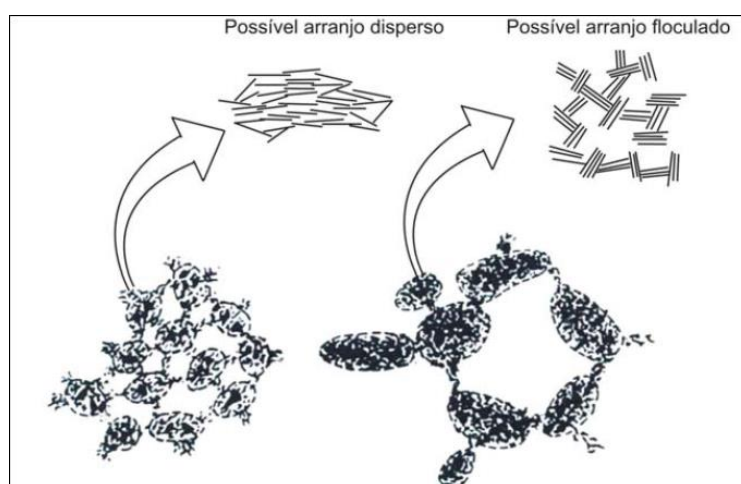


Fig. 2.10 - Ilustração do arranjo das partículas em ambiente de água doce (possível arranjo disperso) e água salgada (possível arranjo floculado), (adaptado de Mitchell, 1976 e Pinto, 2006)

Pinto (2006) e Mitchell (1976) afirmam que em solos marinhos as partículas apresentam uma estrutura floculada, ou seja, as partículas encontram-se interligadas através da ponta e face. Aos solos que se encontram em ambiente de água doce normalmente está associada uma estrutura dispersa, ou seja, formada por partículas dispostas paralelamente. Segundo os mesmos autores quando se aplicam tensões de compressão suficientemente elevadas as conexões entre as partículas que formam os agregados são quebradas e estas dispõem-se paralelamente ao grupo de partículas, sendo que os agregados procuram uma posição mais favorável.

Mitchell (1976) refere que a abertura de uma estrutura é consequência de diversos fatores tais como a dimensão das partículas, a mineralogia, as características químicas da água do ambiente de deposição (salinidade e a relação dos cátions monovalentes/divalentes) e a velocidade de deposição que possibilita o aparecimento de estruturas abertas mais estáveis quando essa velocidade é baixa devido ao lento aumento das tensões. Estruturas abertas maiores apresentam uma maior sensibilidade.

2.1.6.4. Presença de matéria orgânica

Segundo Mitchell (1976) e SIG-R65 (2004), a presença de matéria orgânica é um fator importante a ter em conta na sensibilidade de uma argila.

Assim, quando temos presença de matéria orgânica numa argila, é possível que os cátions de magnésio (Mg^{+2}) e cálcio (Ca^{+2}) combinados aumentem a concentração de cátions monovalentes e, por sua vez, aumentem a espessura da camada de água absorvida e a repulsão das partículas. Tendo como base outros autores, Mitchell (1976) menciona o efeito da matéria orgânica durante a formação da estrutura de uma argila.

Note-se que este parâmetro não assume especial relevância em argilas em ambiente de sedimentação marinho uma vez que o teor em matéria orgânica é, em regra, inferior a 1%.

2.1.6.5. Efeito do pH na sensibilidade das argilas

O pH do solo é também um fator de grande importância a considerar na sensibilidade das argilas. Um estudo apresentado em SIG-R65 (2004) avalia a influência do pH sobre a sensibilidade, quanto à presença de iões de sódio (Na), cálcio (Ca), magnésio (Mg) e potássio (K), segundo relação:

$$\frac{Na}{K, Ca, Mg} \quad (2.2)$$

Existe uma relação, entre o pH, a quantidade de iões de sódio e a sensibilidade. Desta forma, verificou-se que existe um amento da sensibilidade com o aumento do pH e do teor de sódio. Mitchell (1976) refere que a sensibilidade aumenta quando o pH é elevado, pois tal leva a um aumento da espessura da camada iónica dupla, devido aos aumentos de carga negativa que resultam da dissolução dos iões de hidrogénio.

2.1.7. COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ARGILAS

2.1.7.1. Plasticidade e Consistência das Argilas

Segundo Albert Atterberg (1911), os solos finos apresentam variações de estados de consistência em função do teor em água. A consistência refere-se ao grau de resistência e plasticidade do solo, que

dependem das ligações internas entre as partículas. A propriedade que os solos apresentam para serem moldados em determinadas condições de humidade, sem que haja variação de volume e sem rutura, é a plasticidade.

Os solos coesivos apresentam uma consistência plástica para determinados limites de humidade, abaixo desses valores apresentam uma consistência sólida e acima uma consistência líquida. Assim, quando um solo argiloso está no estado líquido (lama líquida), apresenta uma baixa resistência. Se, aos poucos, a amostra for seca, esta perde água e o solo endurece, apresentando um determinado teor em água para o qual pode ser moldado sem que se verifique uma grande variação de volume. Neste momento, o solo encontra-se no estado moldável, e ao teor em água que o solo apresenta, chamamos de limite de liquidez (w_L).

Quando a água contida no solo continua a evaporar, o solo chega a um ponto que deixa de ser trabalhável. Este limite corresponde ao valor mínimo da variação do teor em água, para o qual o solo apresenta um comportamento plástico, a este valor chamamos de limite de plasticidade (w_P).

2.1.7.2. Atividade das Argilas

A atividade das argilas (A_t) é uma característica relacionada com a quantidade de finos argilosos presentes no solo e que influenciam os limites de Atterberg. Este parâmetro é obtido através da relação entre o índice de plasticidade e a percentagem da fração argilosa menor que 2 microns. A classificação das argilas quanto à sua atividade é feita segundo o Quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Classificação dos minerais de argila quanto à atividade, (Matos Fernandes, 2006)

Argila	A_t
Pouco ativa	$< 0,75$
Normal	$0,75 - 1,25$
Muito ativa	$> 1,25$

Tendo como base as experiências de Skempton (1953), cujos resultados se apresentam na

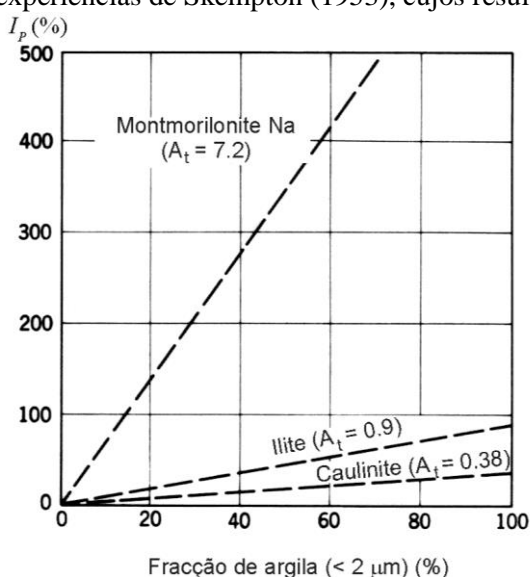


Fig. 2.11 e a classificação das argilas do Quadro 2.3, concluímos que as montmorilonites são muito ativas, as ilites normais e as caulinites pouco ativas.

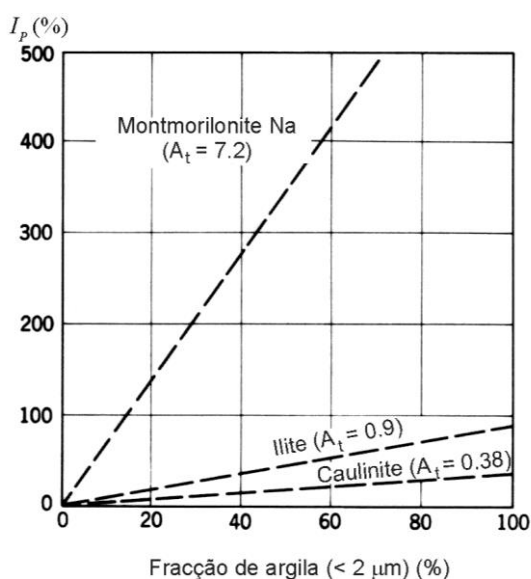


Fig. 2.11 – Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade de caulinite, ilite e montmorilonite, (Skempton, 1953)

A classificação da atividade de determinada argila é muito importante, pois permite determinar propriedades da argila que são relevantes em Engenharia Civil e ainda, determinar por via indireta a composição mineralógica da argila em causa.

2.1.7.3. Compressibilidade e Consolidação das Argilas

A compressibilidade é a propriedade que determinados materiais apresentam em mudarem de forma ou volume, quando lhes são aplicadas forças externas (Bonito, 2008). Os solos argilosos, que no seu estado natural apresentam um teor em água e índice de vazios elevados, são caracterizados por uma compressibilidade acentuada. Assim, quando são aplicadas tensões num solo, ocorre uma arrumação do esqueleto sólido do solo que implica a expulsão de água dos poros, e consequentemente uma redução progressiva do teor de água e do índice de vazios. Ao processo descrito, denominamos de consolidação. O facto de estes solos serem muito pouco permeáveis, faz com que a expulsão da água se dê de forma muito demorada, sendo que as deformações volumétricas que implicam assentamentos na superfície possam estender-se durante períodos de tempo bastante alargados.

Terzaghi e Fröhlich (1936), publicaram os fundamentos matemáticos da teoria de consolidação unidimensional, Terzaghi e Peck (1948) apresentaram um modelo análogo da autoria de Taylor, fundamental à compreensão do processo de consolidação em argilas saturadas (Head, 1982).

A teoria explica o modo como é feita a transferência de pressão intersticial para a estrutura sólida do solo com a consequente redução de volume. Terzaghi considera um estrato de solo confinado (ou seja, que está impedido de se deformar lateralmente), carregado à superfície, uniformemente numa área infinita. O comportamento do solo neste modelo é estudado através de um conjunto de elementos formados por um recipiente de água, uma tampa com um orifício e uma mola. Neste conjunto, a água simula a água existente nos poros do solo; o orifício na tampa a permeabilidade do solo; a tampa os

estratos subjacentes ao estrato de argila; e a mola, o esqueleto sólido do solo. Assim, no estudo do modelo, foi considerado o recipiente cheio de água e uma mola no seu interior. Este foi tapado à superfície da água por um disco com um orifício, e o peso deste é equilibrado pela mola. De seguida é pousado bruscamente um objeto sobre o sistema descrito. O procedimento descrito encontra-se esquematizado na Fig. 2.12.

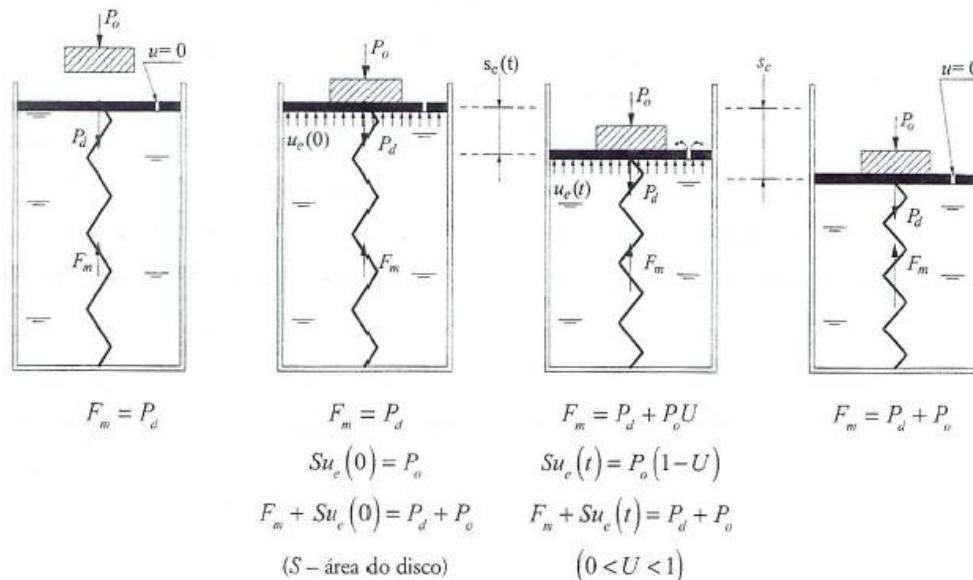


Fig. 2.12 - Analogia de Terzaghi para os fenómenos de carregamento e de consolidação de argilas, (Matos Fernandes, 2006)

A carga deste objeto é inicialmente suportada pela água, pois o comprimento da mola permanece constante. Com o decorrer do tempo, a água percola e a carga passa de forma lenta a ser suportada pela mola. No fim, a água deixa de percolar e a carga é totalmente suportada pela mola, ou seja, pelo esqueleto sólido do solo, sendo atingido então um equilíbrio de tensões (Matos Fernandes, 2006).

2.2. COMPORTAMENTO TIXOTRÓPICO DAS ARGILAS

2.2.1. DEFINIÇÕES BÁSICAS

A tixotropia, segundo Skempton e Northey (1952), é a propriedade que determinado material possui em conseguir recuperar, ao longo do tempo, a sua resistência ao corte após ter sido remexido.

Este fenómeno é característico das argilas e está intrinsecamente ligado aos argilo-minerais que constituem o solo. Os mesmos autores, defendem que os argilo-minerais, como o caso das montmorilonites, que constituem as argilas, apresentam um rápido e acentuado ganho de resistência ao longo do tempo, ou seja, um bom comportamento tixotrópico.

A perda de resistência, quando o solo é remexido, é justificada pela destruição da estrutura original do solo, mantendo o valor do seu teor em água original. O solo perde resistência, pois quando este é remexido, é destruída qualquer aglutinação nos pontos de contato dos grãos, tornando o solo numa massa de grãos dispersos, com resistência bastante reduzida. Da mesma forma, o ganho de resistência é devido ao rearranjo da estrutura molecular do solo, que se dá no decorrer do tempo. Assim, o comportamento tixotrópico de uma argila, depende do tipo de argilo-mineral que a constitui, ou seja, argilas que absorvem muita água experimentam um maior efeito tixotrópico.

2.2.2. SOLOS PURAMENTE TIXOTRÓPICOS E SOLOS PARCIALMENTE TIXOTRÓPICOS

Quanto ao comportamento tixotrópico, os solos podem apresentar um comportamento puramente tixotrópico ou parcialmente tixotrópico. Quando um solo, no decorrer do tempo, apenas recupera parte da sua resistência inicial ao corte, após ter sido remexido, diz-se que o solo apresenta um comportamento parcial tixotrópico. Assim, solos puramente tixotrópicos, são aqueles que conseguem recuperar, na totalidade, a sua resistência não drenada inicial, ao longo do tempo. A Fig. 2.13 ilustra estes dois tipos de comportamento.

A maioria dos depósitos argilosos, apresenta um comportamento parcialmente tixotrópico, pois na maioria dos casos, apenas é recuperada uma pequena parcela da resistência ao corte. Isto acontece devido ao fato das ligações que se voltam a forma entre as partículas não serem tão estáveis como as que existiam inicialmente no solo.

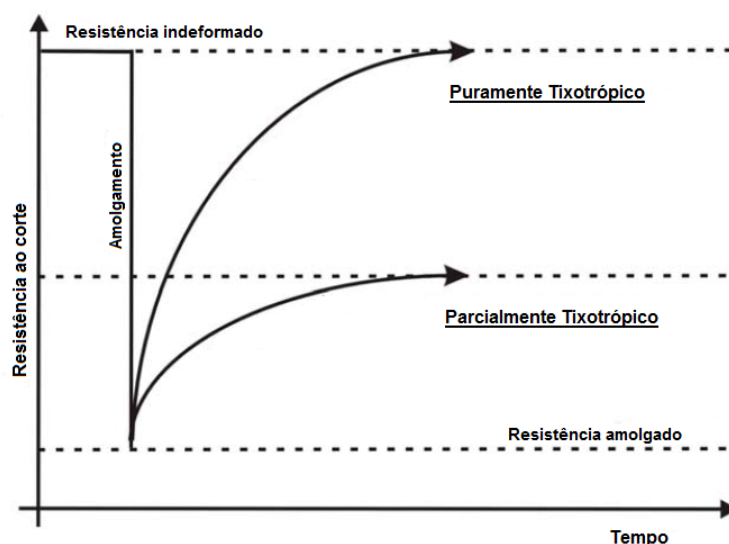


Fig. 2.13 - Ilustração do tipo de comportamento tixotrópico que as argilas podem assumir, (adaptado de Skempton e Northey, 1952)

2.2.3. METODOLOGIAS PARA AVALIAÇÃO DA TIXOTROPIA

Neste ponto, são abordadas diferentes metodologias que nos permitem medir a resistência ao corte dos solos moles. Como a avaliação da tixotropia, resulta da análise da resistência de determinado solo ao longo do tempo, estes são os métodos mais correntemente utilizados para avaliar este comportamento.

2.2.3.1. Fall Cone Test (Ensaio de cone sueco)

O *fall cone*, Fig. 2.14, foi desenvolvido por John Olsson entre 1914 e 1922, com o objetivo de determinar o limite de liquidez dos solos, de forma a corrigir e melhorar alguns dos fatores que influenciavam os resultados obtidos pelo método da concha de Casagrande. Em 1927, Terzaghi (in Kestler, 1982) escreveu um artigo onde relacionava a resistência não drenada das argilas com a

penetração do cone. Os seus estudos permitiram concluir que em amostras com a mesma densidade e teor em água a penetração do cone era superior em amostras remexidas do que em amostras indeformadas. A primeira norma para o ensaio surgiu nos anos 70, e foi apresentada pela British Standards Institution (BS) – *Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes* (BS 1377: Parte 2, 1990) precedida pela norma Canadiana, Quebec Standards Bureau (BNQ) 2501-09 (BUDHU, 1999). Segundo Kestler (1982), uma pequena variação do teor em água na amostra não influencia de forma acentuada a penetração do cone.



Fig. 2.14 – Equipamento de Fall Cone, (Geonor)

O aparelho começou então a ser utilizado para determinar a resistência de solos coesivos. O ensaio de cone sueco (*fall cone test*), onde é empregue o aparelho, passou a ser amplamente difundido pela sua simplicidade de execução, pela velocidade de obtenção de resultados e por determinar vários parâmetros como o limite de liquidez, a resistência não drenada, a sensibilidade e ainda, avaliar tixotropia dos solos. Em 1957, Hansbo apresentou uma fórmula teórica, Equação (2.3), através da qual se obtinha o valor de resistência do solo (S_u) em função da penetração do cone (h).

$$S_u = \frac{k \cdot Q}{h^2} \quad (2.3)$$

De acordo com SIG-P14 (1957), os resultados obtidos por este processo aproximam-se bastante dos valores de resistência obtidos em campo pelo vane test

2.2.3.2. Mini Vane Test

O ensaio de mini vane test, também conhecido como ensaio de corte rotativo, foi desenvolvido na Suécia por John Olsson, em 1919. No entanto, o procedimento utilizado atualmente apenas foi aperfeiçoado por volta da década de 40.

É um ensaio aplicado para determinar a resistência ao corte não drenada de depósitos argilosos, na condição indeformada ou remexida. Deste modo, permite determinar também a sensibilidade do solo.

A vantagem deste ensaio reside na simplicidade e rapidez do processo, no baixo custo do equipamento. Existem também vários estudos com resultados bastante satisfatórios (Wroth, 1984; Ortigão e Collet, 1986; Coutinho et. al, 2000) onde são analisados valores determinados através deste ensaio.

O ensaio consiste em penetrar uma palheta de 4 abas, como se pode observar na Fig. 2.15 (a), na amostra indeformada ou remexida, de solo a ensaiar, e aplicar um movimento rotacional de forma constante para determinar o torque que provoca o corte do solo, como mostra a Fig. 2.15 (b). O torque obtido permite posteriormente calcular o valor da resistência não drenada do solo. Na realização deste ensaio, a mola e a palheta utilizadas podem variar, consoante as características do solo a ser ensaiado. A Fig. 2.16, ilustra o equipamento utilizado.

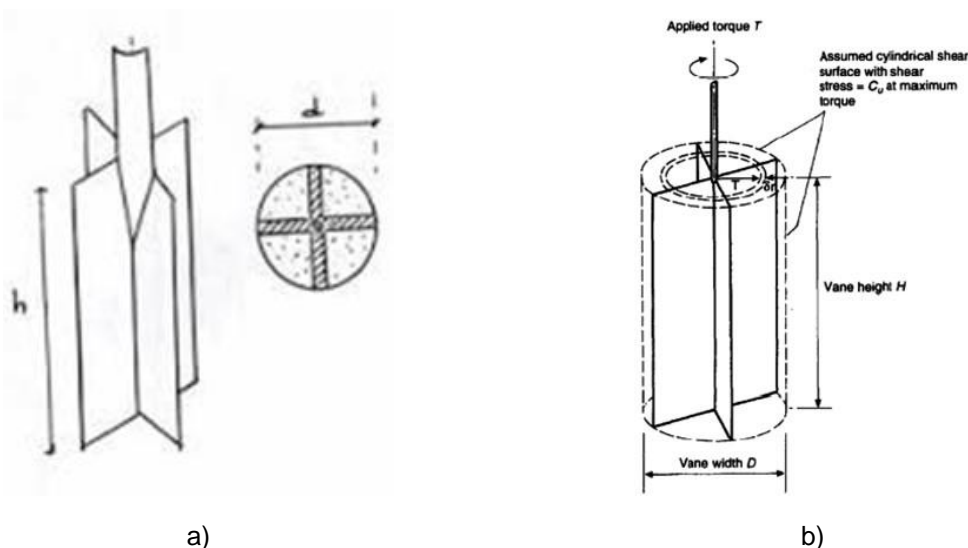


Fig. 2.15 – a) Ilustração de uma palheta de Mini Vane, (Matos Fernandes, 2006); b) Esquema do ensaio de Mini Vane, (Igeotest, Ensaios geotécnicos - Vane Test)



Fig. 2.16 - Aparelho utilizado para a realização do ensaio de Mini Vane, (Vj Tech, Equipamentos manuais)

2.2.3.3. Torvane

O Torvane é um dispositivo recomendado para determinar de forma rápida e simples, a resistência ao corte de solos coesivos, tanto em campo como em laboratório. A Fig. 2.17 ilustra o aparelho utilizado neste ensaio.



Fig. 2.17 - Aparelho utilizado no ensaio de Torvane, (Forney – Soils, Torvane)

Observando a Fig. 2.17, verificamos que o equipamento é composto por uma mola através da qual é aplicado o torque e por uma “cabeça” na base, constituída por um conjunto de lâminas, que ficam em contacto directo com o solo. Este conjunto de lâminas é diferente, consoante o tipo de solo que se pretende ensaiar, Fig. 2.18.

Diameter (mm)	Height of vanes (mm)	Maximum τ_f (kPa)
19	3	250
25	5	100
48	5	20

Fig. 2.18 - Caraterísticas das molas de Torvane

2.2.4.4. Penetrômetro de bolso

O ensaio realizado com o penetrômetro de bolso é caracterizado pela sua facilidade de execução, quer em campo como em laboratório. É utilizado fundamentalmente para determinar a resistência de compressão simples do solo, sendo o equipamento bastante simples como ilustra a Fig. 2.19.



Fig. 2.19 - Equipamento utilizado no ensaio de penetrômetro de bolso

2.3. CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA

2.3.1. DEFINIÇÕES BÁSICAS

Todo e qualquer material sofre deformações quando sujeito a esforços. No entanto, estas deformações podem ocorrer imediatamente após a aplicação de determinado esforço, ou ao longo do tempo, sendo que estas são superiores nos solos do que nos materiais estruturais, como o caso do aço e do betão, (Bonito, 2008). No solo podem ocorrer deformações de volume (compressão), na qual o solo varia de volume devido à ação das cargas, mas mantém a sua forma constante; ou então, deformações de forma (distorção), onde o solo, devido à ação de cargas, muda de forma, mas mantém o volume constante. Focando apenas o estudo nas deformações volumétricas, estas ocorrem devido à expulsão de água que conduz a uma redução do teor em água e do índice de vazios, gerando uma diminuição da espessura do estrato, que por sua vez provoca um assentamento na superfície do terreno. A este fenómeno denomina-mos de consolidação primária.

Após a consolidação primária, quando as tensões efetivas já se estabilizaram, continuam a verificar-se deformações, ou seja, redução do índice de vazios enquanto a tensão efetiva se mantém constante. A este processo chamamos de consolidação secundária. Segundo Ladd (1973), este processo ocorre devido ao facto de, após a consolidação primária, as partículas ainda se encontrarem num equilíbrio instável. Assim, estas continuam a movimentar-se em busca de um arranjo mais estável. Este fenómeno ocorre em todos os solos, mas torna-se mais evidenciado em solos que contêm matéria orgânica.

Segundo a proposta de Lacerda e Martins (1985), a consolidação secundária (C_u) é um fenómeno de aumento da tensão efetiva horizontal e, conseqüentemente, aumento do coeficiente K_0 , uma vez que a tensão efetiva vertical permanece constante. Lacerda e Martins (1985) sugerem ainda um método de cálculo que prevê que a consolidação secundária não ocorre indefinidamente, já que se tal ocorresse, o índice de vazios chegaria à condição negativa.

2.3.2. METODOLOGIAS PARA AVALIAR A CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA

A determinação do coeficiente de consolidação secundária pode ser feita efetuada através da realização do ensaio edométrico, que se descreve em seguida..

2.3.2.1. Ensaio Edométrico

A compressibilidade é a propriedade que caracteriza as deformações volumétricas sofridas pelo solo quando carregado. O estudo da compressibilidade do solo envolve a quantificação das deformações e do tempo que estas demoram a serem processadas. Deste modo, o ensaio edométrico, é um ensaio laboratorial que permite obter parâmetros do solo que caracterizam a sua compressibilidade, bem como, o coeficiente de permeabilidade, coeficiente de consolidação, tensão de pré-consolidação e características de fluência (Bonito, 2008).

O ensaio edométrico foi proposto por Terzaghi e padronizado na década de 40 (Taylor, 1942). Este ensaio consiste na aplicação de uma sucessão de tensões verticais (por estágios), num provete confinado lateralmente, de forma a avaliar a variação de assentamentos e o assentamento total.

A amostra a ensaiar é cilíndrica e envolvida por um anel metálico, que apresenta geralmente dimensões de 20mm de altura e 70mm de diâmetro. Este anel é rígido, não possibilita a drenagem lateral e impede que a amostra se deforme lateralmente. Desta forma, a consolidação que ocorre neste ensaio é unidirecional (Matos Fernandes, 2006). O esquema da Fig. 2.20, representa simplificada o aparelho utilizado para a realização do ensaio edométrico.

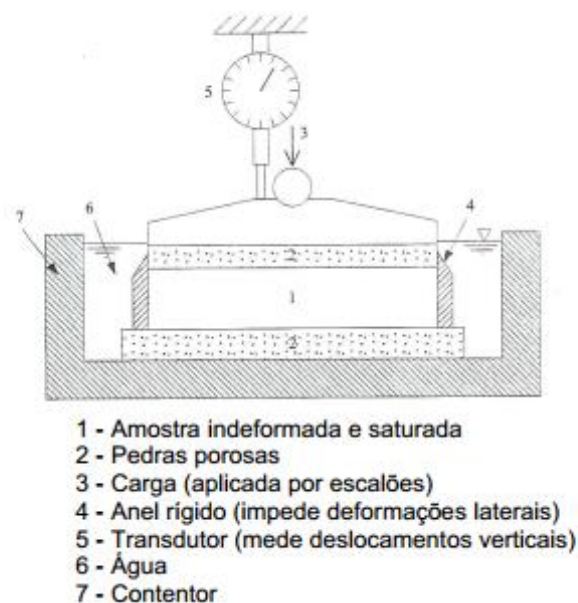


Fig. 2.20 - Esquema do ensaio edométrico (Matos Fernandes, 2006)

De seguida, a amostra é solicitada de acordo com as hipóteses base da Teoria de Consolidação Unidimensional de Terzaghi, ou seja, o solo encontra-se saturado e confinado sendo as deformações verticais e o fluxo de água é apenas vertical. A amostra é, seguidamente, sujeita a carregamentos progressivos, sendo que cada estágio de carga é mantido durante 24h ou até que as deformações se mantenham constantes, sendo a deformação vertical da amostra medida ao longo do tempo. A carga seguinte aplicada é normalmente o dobro da carga anterior.

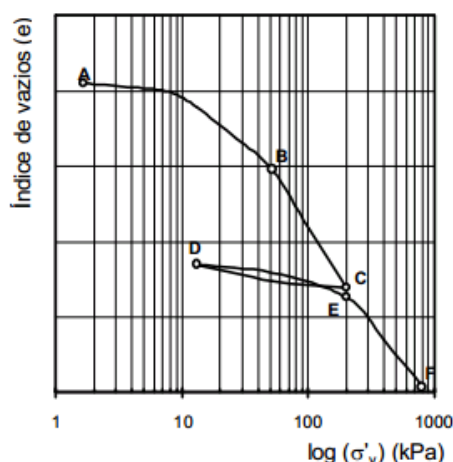


Fig. 2.21 - Variação do índice de vazios em função da tensão efetiva vertical durante o ciclo de carga e descarga (adaptado Maranhão, 2008)

Em geral, realiza-se pelo menos uma fase de descarga, após a tensão de pré-consolidação, tensão máxima a que o solo já esteve sujeito, ser ultrapassada na qual a carga se vai reduzindo, progressivamente, para $\frac{1}{4}$ da anterior. A Fig. 2.21, mostra o ciclo carga e descarga e a variação do índice de vazios do solo em função da tensão efetiva vertical em escala logarítmica. Neste processo, as deformações conseguidas são mais reduzidas do que as obtidas no carregamento.

Durante o processo de descarga, a amostra não recupera na totalidade a deformação que sofreu devido à consolidação durante o processo de carga.

O gráfico obtido no ensaio edométrico, permite ainda determinar a tensão efetiva vertical máxima a que o solo já esteve submetido, como se observa na seguinte Fig. 2.22. Esta tensão designa-se por tensão de pré-consolidação (σ'_p).

O método mais utilizado para determinar a tensão de pré-consolidação (σ'_p) é o método de Casagrande, que tem como base uma construção empírica. É ainda possível determinar o índice de recompressão, de compressibilidade e de expansibilidade.

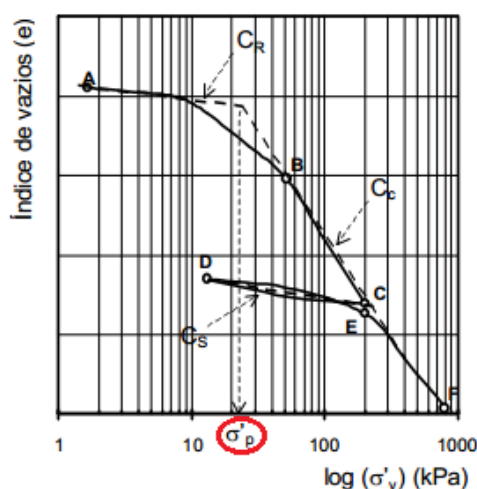


Fig. 2.22 - Determinação da tensão de pré-consolidação através do gráfico obtido no ensaio edométrico (adaptado Maranhão, 2008)

Esta tensão pode ser também determinada segundo o método Pacheco Silva (1970) que é um método de mais simples aplicação. A Fig. 2.23 ilustra o processo utilizado para determinar a tensão de pré-consolidação segundo o método de Pacheco Silva (1970).

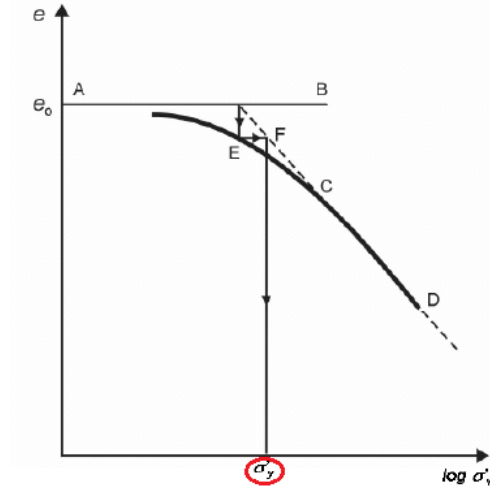


Fig. 2.23 – Determinação da tensão de pré-consolidação segundo o método de Pacheco Silva (adaptado Maranhão, 2008)

Através da realização deste ensaio é ainda possível calcular o grau de sobreconsolidação (OCR) que mede o estado atual de sobreconsolidação do solo e se obtém através da razão entre a tensão de pré-consolidação (σ'_p) e a tensão efetiva vertical atual (σ'_{v0}):

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (2.5)$$

Como já foi mencionado no ponto 2.3.1 do presente Capítulo, após a consolidação primária continuam a verificar-se assentamentos, sobre tensão constante, embora reduzidos, aos quais denominamos de consolidação secundária. Em depósitos recentes de solos argilosos de alta plasticidade ou constituídos por bastante matéria orgânica, a consolidação secundária é bastante significativa. É possível determinar o coeficiente de consolidação secundária (C_α), através do gráfico obtido no ensaio edométrico. No entanto, para correta definição deste parâmetro é necessário que os estágios de carga aplicada ocorram durante um tempo superior às 24h habituais.

Pela Fig. 2.24, pode observar-se a partir de que momento o solo se encontra na fase de consolidação secundária descrita anteriormente.

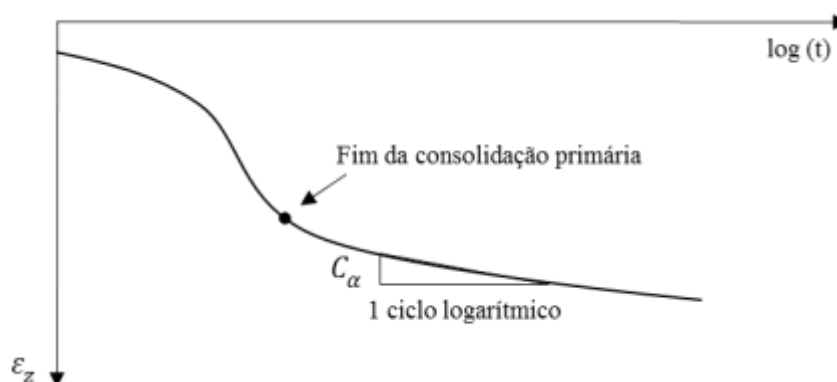


Fig. 2.24 - Variação dos assentamentos do solo a carregamento constante em função do tempo, (adaptado de Lambe, 1969)

O parâmetro C_α é adimensional e calculado através da seguinte expressão:

$$C_\alpha = \frac{e_f - e_i}{\log\left(\frac{t_f}{t_i}\right)} \quad (2.5)$$

2.4 ESTATÍSTICA DESCRITIVA E PROBABILÍSTICA

2.4.1. ESTATÍSTICA DESCRITIVA

A estatística é uma disciplina distinta da matemática e não um ramo dela. A finalidade da estatística é desenvolver métodos de recolha, organização, resumo, apresentação e interpretação de dados, bem como, fornecer métodos para retirar conclusões sobre um universo maior, a partir de observações de um fenómeno particular. Para retirar conclusões sobre um determinado fenómeno, devem efetuar-se observações repetidas, mantendo as mesmas condições.

A estatística descritiva foca o seu estudo em grupos, procurando descrever e avaliar características que os seus elementos partilham em comum, sem retirar conclusões sobre grupos maiores. A estes grupos, sobre o qual incide o estudo estatístico, denominamos de população. Os resultados obtidos na estatística descritiva, são apresentados sob a forma gráfica (tabelas e gráficos) ou forma numérica (medidas de posição e dispersão).

2.4.1.1. Medidas de Posição

Média, M

A média (M), corresponde ao valor que representa um determinado intervalo de resultados. O valor obtido não tem que ser necessariamente igual a algum dos valores existentes nesse intervalo uma vez que, a média resulta da soma dos valores existentes nesse intervalo (x_i), dividindo pelo número de dados do intervalo (n):

$$M = \frac{\sum x_i}{n} \quad (2.6)$$

2.4.1.2. Medidas de Dispersão

Variância, V

A Variância (V) é a medida de dispersão estatística de uma variável aleatória e determina de forma mais específica que a média, as possíveis variações dos resultados. Esta é definida como sendo a soma dos quadrados dos desvios, dividido pelo tamanho da amostra, menos 1, representada na Equação (2.7).

$$V = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - M)^2}{n-1} \quad (2.7)$$

Desvio Padrão, Dp

É o parâmetro que mede a dispersão estatística, ou seja, mostra o quanto variam os valores da amostra em relação à média. Assim, um desvio de padrão baixo indica que os dados estão próximos do valor referente à média e, por sua vez, um desvio de padrão elevado representa que os dados da amostra estão espalhados por uma gama de valores mais dispersa. Uma das vantagens que o desvio de padrão apresenta sobre a variância é o fato de permitir uma interpretação direta da variação do conjunto de dados, visto que, é expresso na mesma unidade que a variável em estudo. O desvio de padrão é calculado pela Equação (2.8), onde x_i representa os valores da amostra, M a média e n o número de amostras.

$$Dp = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - M)^2}{n-1}} \quad (2.8)$$

Coefficiente de Variação, C.V.

Para comparar dois ou mais conjuntos de dados, a estatística utiliza o desvio de padrão, caso os dados estejam na mesma unidade de medida. Caso contrário, ou seja, caso os conjuntos de dados apresentem grandezas diferentes (unidades de medida diferentes), a comparação dos conjuntos é feita utilizando o coeficiente de variação.

A análise de dispersão relativamente ao valor médio de duas ou mais séries de valores que apresentem unidades de medida diferentes, apenas pode ser feito através do coeficiente de variação o que justifica a sua importância. O coeficiente de variação é obtido pela razão entre o desvio de padrão (Dp) e a média (M):

$$C.V. = \frac{Dp}{M} \times 100 \quad (2.8)$$

Distribuição normal

A distribuição normal é a mais conhecida e a mais importante distribuição na estatística. Esta é conhecida também como Distribuição de Gauss ou Gaussiana. Este tipo de distribuição é caracterizado pelo elevado número de resultados que a variável aleatória apresenta e por esta variável ser contínua. Esta distribuição é bastante importante, pois retrata com boa aproximação as distribuições de frequência de bastantes fenómenos naturais e físicos. Serve como aproximação das probabilidades binomiais quando apresenta um n elevado e representa a distribuição das médias e proporções em grandes amostras. Conhecendo parâmetros como a média e o desvio de padrão, conseguimos representar qualquer probabilidade em distribuição Normal de forma gráfica.

A curva típica que representa a distribuição normal está ilustrada na Fig. 2.25.

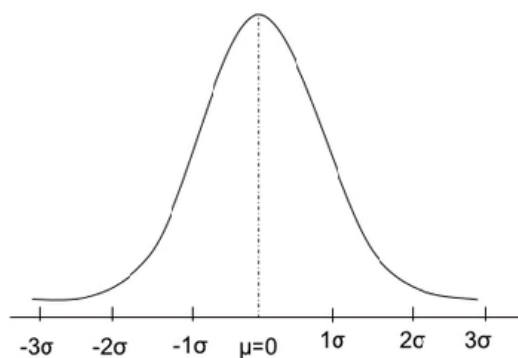


Fig. 2.25 – Exemplo de representação gráfica de uma curva de distribuição normal

Esta, é caracterizada pelos seguintes aspetos:

- Apresenta forma de sino;
- É simétrica em relação à média (M);
- Prolonga-se de $-\infty$ a $+\infty$;
- É descrita pelo valor da sua média e do desvio de padrão;
- A área total sob a curva é considerada igual 1;
- A área total, sob a curva representa a probabilidade que uma variável, normalmente distribuída, pode assumir nesse intervalo.

A equação da curva é dada pela seguinte equação:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi V}} e^{-\left[\frac{(x-M)^2}{2V}\right]} \quad (2.9)$$

Na distribuição normal, a probabilidade de acontecimento de uma variável aleatória assume sempre como resultado um intervalo de valores e não um único valor.

2.4.2. ESTATÍSTICA PROBABILÍSTICA

Quando o estudo de uma população passa a ser economicamente inviável quer por motivos de tempo, custo ou logística, devido ao elevado número de elementos que tem que ser analisados, podemos apenas estudar essa mesma população através de amostras. As amostras são parte da população que permitem retirar conclusões importantes sobre a mesma. No entanto, não refletem exatamente o comportamento da população pois na prática a média e o desvio de padrão, que caracterizam a amostra certamente, não são iguais aos valores que a população apresenta, na realidade, para estes dois parâmetros. Assim, visto que existe um grau de incerteza, quando estudamos uma amostra utilizamos a teoria das probabilidades, ou seja, passamos a utilizar, como base de estudo a estatística probabilística.

2.4.2.1. Teste de Hipóteses

Uma hipótese estatística é uma afirmação acerca dos parâmetros de uma ou mais populações. Existem dois tipos de hipóteses: a hipótese é tida como verdadeira, até que provas estatísticas comprovem o contrário, designada por H_0 ; e a hipótese alternativa H_a , que deve ser oposta à hipótese nula.

Assim, quando se aceita H_0 rejeita-se H_a , e vice-versa.

Um teste de hipóteses é um procedimento que traduz uma decisão acerca das hipóteses. Quando se tomam decisões a favor ou contra uma determinada hipótese, existem dois tipos de erros estatísticos que se podem cometer:

Erro do tipo 1 – Rejeitar H_0 , quando H_0 é verdadeiro;

Erro do tipo 2 – Aceitar H_0 , quando H_0 é falso.

2.4.2.2. Valores de p e Nível de Significância

O valor de p é uma estimativa da probabilidade de se obter resultados iguais ou mais extremos, partindo do pressuposto que não existem diferenças entre os grupos em análise, relativamente à variável em estudo. A este pressuposto, pode ser designado de hipótese nula. De uma forma simplificada, é a probabilidade de se obter o valor de H_0 , se na realidade não existissem diferenças entre os grupos em análise. Quando se faz uma análise dos valores de (p), podemos concluir que, quanto mais baixo for o valor de (p), maior é a possibilidade de rejeitar a hipótese nula.

O nível de significância (α), representa a probabilidade máxima de tolerar um erro do tipo I, ou seja, rejeitar H_0 quando este é verdadeiro. A probabilidade de cometer um erro do tipo II aumenta à medida que a probabilidade do tipo I diminui. De uma forma prática, um α de 5% (0.05) significa que ao rejeitar H_0 e aceitar H_a , o risco de estarmos a cometer um erro do tipo I é $\leq 5\%$.

3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. CARATERIZAÇÃO DO SOLO

3.1.1. INTRODUÇÃO

O Brasil possui 6 430 000 km² de bacias sedimentares, dos quias 4 880 000 km² em terra e 1 550 000 km² em plataforma continental. No entanto para a formação de petróleo é necessário que estas tenham sido formadas em condições muito específicas, que normalmente resultam de áreas em que sucessões espessas de sedimentos marinhos são depositados a grandes profundidades. A maioria das bacias petrolíferas brasileiras encontra-se em plataformas *offshore*. As primeiras explorações de petróleo realizadas em reservatórios situados no *offshore* brasileiro iniciaram-se em 1968. A partir desse momento a exploração petrolífera nesta zona tem vindo a aumentar significativamente.

No presente trabalho o solo em estudo pertence ao *offshore* brasileiro. Na Fig. 3.1 são apresentadas as diversas bacias que constituem a costa brasileira.



Fig. 3.1 - Mapa de localização das bacias que constituem o offshore brasileiro (Bacias sedimentares e Estados produtivos – Apontamentos do curso de Tecnólogo em processos Químicos Industriais na Universidade Paulista UNIP, 2012)

Uma vez que estas áreas se encontram em pleno desenvolvimento para serem exploradas em atividades relacionadas com gás e petróleo é importante o estudo do solo que as constitui com o objetivo de conhecer as suas características de resistência e de deformabilidade. Assim, a avaliação das características de determinado solo exige que sejam realizados ensaios geotécnicos quer em campo quer em laboratório. Neste capítulo serão apresentadas propriedades do depósito em estudo, as quais foram determinadas através de ensaios laboratoriais. A determinação de propriedades como a heterogeneidade do solo, a plasticidade, o teor de água entre outras propriedades, são muito importantes uma vez que permitem que se conheça o comportamento que o solo apresentará quando solicitado.

3.1.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Todos os solos são constituídos por variadas quantidades de partículas que diferem na sua forma ou tamanho. Em laboratório, quando determinamos o tamanho das partículas que constituem o solo, e a respetiva percentagem presente neste, é obtido aquilo a que denominamos de distribuição granulométrica do solo (Bonito, 2008). Esta distribuição é feita dividindo as partículas por classes, segundo as dimensões que estas apresentam. A distribuição granulométrica é conseguida por dois processos, a peneiração para solos mais grossos (areias e pedregulhos) e sedimentação no caso de solos mais finos (argilas e siltes). Quando os solos apresentam, quer uma fração grossa, quer uma fração fina torna-se então necessário utilizar os dois processos para traçar de forma completa a curva granulométrica. Esta curva representa de forma gráfica a distribuição granulométrica do solo, onde nas ordenadas é representada a percentagem de partículas retidas no peneiro e nas abscissas, o diâmetro equivalente das partículas retidas. Diz-se diâmetro equivalente, pois as partículas não são esféricas. Nos solos finos esse diâmetro é calculado segundo a Lei de Stokes (1851), que será explicada de forma mais detalhada seguidamente.

Existem várias normas (Fig. 3.2), que estabelecem as diferentes classes de classificação das partículas dos solos consoante as suas dimensões e que variam de país para país. No presente trabalho a norma utilizada é a brasileira ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas).

ASTM

PEDREGULHO	AREIA			SILTE	ARGILA	COLOIDE
	G	M	F			
60	4,75 # 4	2,0 # 10	0,425 # 40	0,075 # 200	0,005	0,001
						0

AASHTO

PEDREGULHO	AREIA		SILTE	ARGILA	COLOIDE
	G	F			
60	2,0	0,425	0,075	0,005	0,001
					0

M.I.T.

PEDREGULHO			AREIA			SILTE			COLOIDE
G	M	F	G	M	F	G	M	F	
60	20	6	2,0	0,6	0,2	0,06			0,002
									0

ABNT

PEDREGULHO			AREIA			SILTE	ARGILA
G	M	F	G	M	F		
60	20	6	2,0	0,6	0,2	0,06	0,002
							0

Fig. 3.2 - Escalas adoptadas pelas normas ASTM, AASHTO, M.I.T e ABNT (apontamentos de mecânica dos solos da Universidade Federal da Bahia)

Tal como já foi mencionado anteriormente neste ponto, a peneiração é utilizada para partículas mais grossas, ou seja, com diâmetros equivalentes superiores a 0,060mm. Na peneiração, o solo é seco em estufa inicialmente e após ser pesado é colocado na peneira de malha com maior abertura e obrigado a passar por uma série de peneiros de malha quadrada cada vez menor (Fig. 3.3). A peneiração pode ser manual ou mecânica, mas em qualquer um dos casos, os peneiros sofrem movimentos de rotação e translação alternadamente (Fig. 3.4) de forma que as partículas fiquem retidas nos peneiros de diâmetro equivalente ao das partículas que constituem o solo. De seguida, são pesadas as partículas retidas em cada um dos peneiros, de forma a obter a percentagem retida relativamente ao peso inicial da amostra. As partículas que passam no peneiro de 0,06mm são consideradas solo fino e por isso separadas segundo a sedimentação.



Fig. 3.3 - Peneiros utilizadas no processo de peneiração



Fig. 3.4 - Equipamento utilizado na peneiração mecânica

Para solos mais finos, como argila e silte (0,06mm) o processo utilizado para separar as partículas é a sedimentação (Fig. 3.5). Este processo consiste em misturar o solo que ficou retido no peneiro de abertura 0,06mm com água destilada e acompanhar o processo de sedimentação das partículas. Este processo tem como base a Lei de Stokes (1851) que nos determina o diâmetro equivalente das partículas, a partir da velocidade de sedimentação.

Na prática, são realizadas leituras da densidade do líquido em diferentes intervalos de tempo. A diferença dessas densidades fornece a quantidade de partículas que sedimentam nesse intervalo de tempo. Assim, é descoberto o tempo que as partículas demoram a percorrer uma determinada altura, o que nos permite calcular a velocidade de sedimentação das partículas, $v = \frac{h}{t}$, (Matos Fernandes, 2006). Conhecendo o valor da velocidade, é possível determinar o diâmetro das partículas através da Equação (3.1) que representa a Lei de Stokes (1851). É importante não esquecer que a Lei de Stokes se aplica a partículas esféricas, no entanto, as partículas em causa têm em geral uma forma muito diferente da esférica sendo que o diâmetro obtido não corresponde ao verdadeiro diâmetro da partícula mas sim ao chamado diâmetro equivalente.



Fig. 3.5 - Exemplo do processo de sedimentação

$$v_s = \frac{g}{18} \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\eta} D^2 \quad (3.1)$$

Neste processo é importante que as partículas estejam separadas umas das outras não formando “flocos”, ou seja, o solo deve ser corretamente desfloculado através da adição de produtos químicos, como metáfospato de sódio na mistura água-solo para que o processo seja realizado corretamente. Na Fig. 3.6 são representadas algumas curvas granulométricas que caraterizam o solo em estudo. Por observação das curvas é possível concluir que o solo é constituído essencialmente por argila e silte.

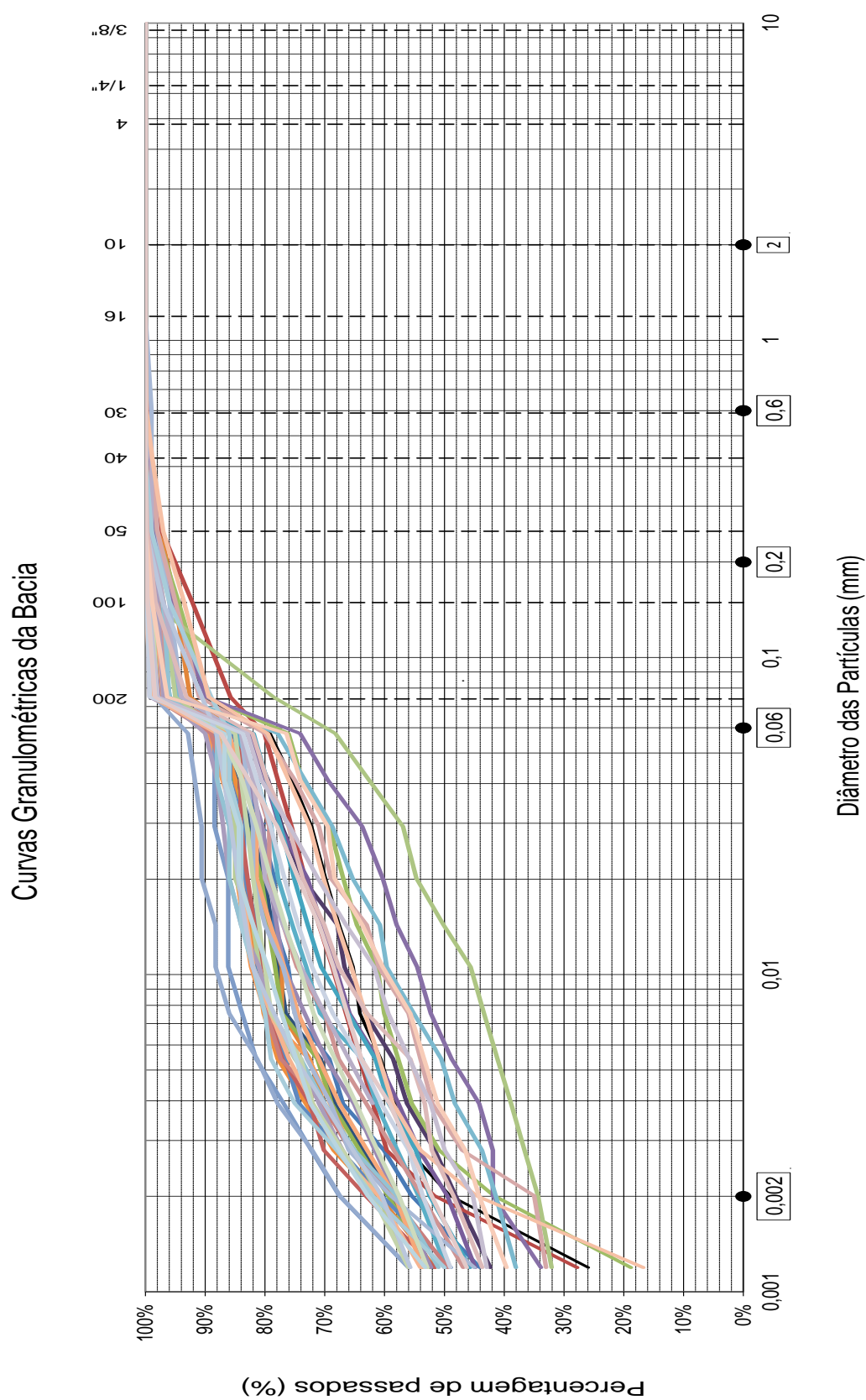


Fig. 3.6 - Curvas granulométricas que caracterizam a bacia

3.1.3. TEOR EM ÁGUA E DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS

O teor em água (w) de um determinado solo representa a quantidade de água relativa que existe neste, quer na forma líquida quer na forma de vapor. Esta capacidade de um solo reter água está intrinsecamente associada à porosidade do solo, ou seja, quanto maior for a existência de poros no solo que possam ser preenchidos por água maior será o seu teor em água. Normalmente os solos argilosos possuem uma maior capacidade de retenção de água que os solos arenosos devido à sua capilaridade e aos iões carregados negativamente que existem nas partículas de argilas. Além disso, as argilas apresentam uma superfície específica que conduz a uma maior força de ligação entre as partículas e as moléculas de água. A presença de matéria orgânica que pode existir nas argilas, também contribui para a retenção de água.

O teor de água é calculado em laboratório segundo um processo bastante simples, que consiste em pesar um pouco de amostra húmida colocando-a de seguida numa estufa por um período mínimo de 24h (no caso deste trabalho) e após esse processo pesar a amostra seca. Com o peso húmido e seco da amostra é possível calcular o teor de água (w) segundo a expressão:

$$w(\%) = \frac{m_h - m_d}{m_d} \times 100 \quad (3.2)$$

Uma característica bastante importante do solo é a densidade das partículas sólidas pois contribui na determinação da porosidade total do solo, que está relacionada com a capacidade que este apresenta em reter de água. A densidade das partículas sólidas fornece uma estimativa da composição das partículas do solo e é determinada pela seguinte Equação (3.3).

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (3.3)$$

Nas figuras seguintes Fig. 3.7 e Fig. 3.8 são apresentados os valores referentes a estes dois parâmetros e que caracterizam o solo em estudo. Por observação dos gráficos apresentados é possível verificar que o teor em água diminui ao longo da profundidade, como seria de esperar e por sua vez, a densidade das partículas sólidas se mantém constante em função da profundidade, apresentando um intervalo de variação bastante pequeno.

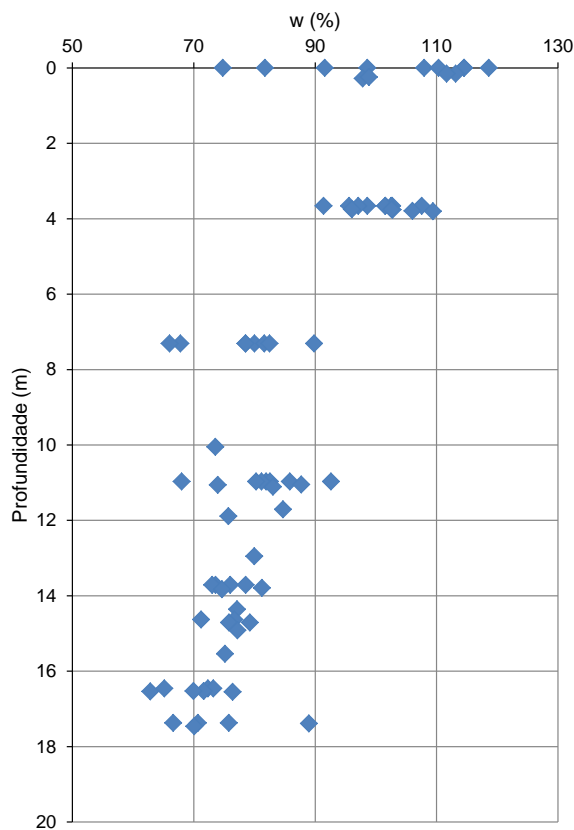


Fig. 3.7 – Valores do teor em água do solo em estudo

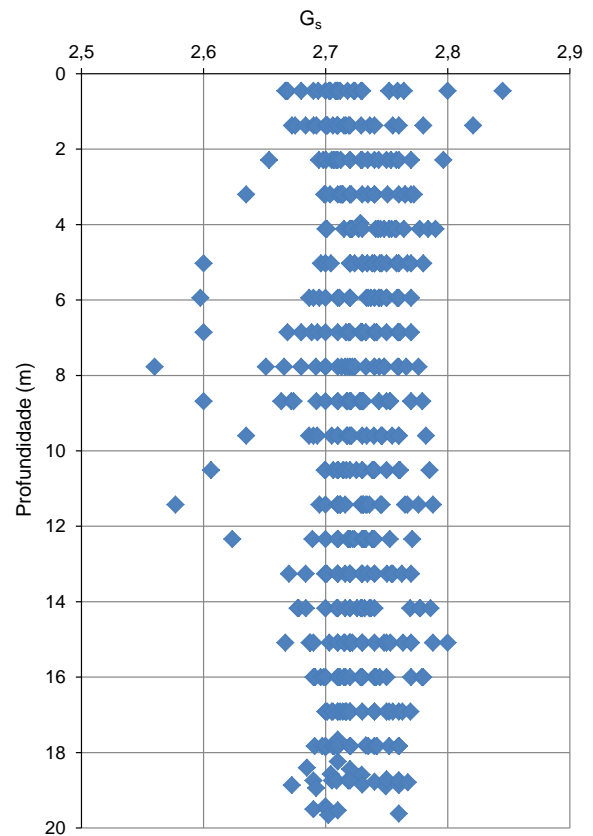


Fig. 3.8 – Valores da densidade das partículas sólidas do solo em estudo

A análise da figura sugere que o valor do teor em água parece diminuir em profundidade, o que era de esperar. Verifica-se que a densidade das partículas sólidas apresenta alguma variação em torno do seu valor médio de 2,75.

3.1.4. LIMITES DE ATTERBERG

Os limites de Atterberg ou limites de consistência permitem conhecer o comportamento dos solos, relativamente à sua consistência quando remexidos. Uma argila, dependendo do seu teor em água, pode assumir características iguais às de um líquido ou de um sólido. Assim, os limites de consistência vão permitir perceber se o solo apresenta características idênticas às de um líquido ou um sólido.

O limite de liquidez (w_L) está relacionado com a capacidade do solo apresenta em absorver água. Indica o teor em água que estabelece a passagem do estado trabalhável do solo para o estado líquido. Por sua vez, o limite de plasticidade (w_P), indica o teor em água a partir do qual o solo perde a capacidade de ser moldado e passa a quebrar, ou seja, a passagem do estado trabalhável para o estado sólido.

A determinação destes limites é empírica, pois estas alterações não ocorrem de forma abrupta, mas sim de forma gradual em função do teor em água.



Fig. 3.9 - Equipamento de concha de Casagrande

O limite de liquidez é determinado segundo um processo que utiliza a concha de Casagrande, Fig. 3.9. O procedimento do ensaio consiste em preencher a concha com uma camada de solo húmido com cerca de 1cm aproximadamente. De seguida, como podemos observar pela Fig. 3.10 b), é feito um corte no solo na parte central da concha com um utensílio pradonizado que denominamos de “cinzel curvo”. Após o corte feito na amostra de solo a ensaiar é realizada uma rotação constante de 2 pancadas por segundo até que o solo se una na parte central com uma extensão de 1cm. São apontados as pancadas necessárias para que tal aconteça e retira-se um pouco de amostra do local onde esta se uniu para determinar o teor em água.

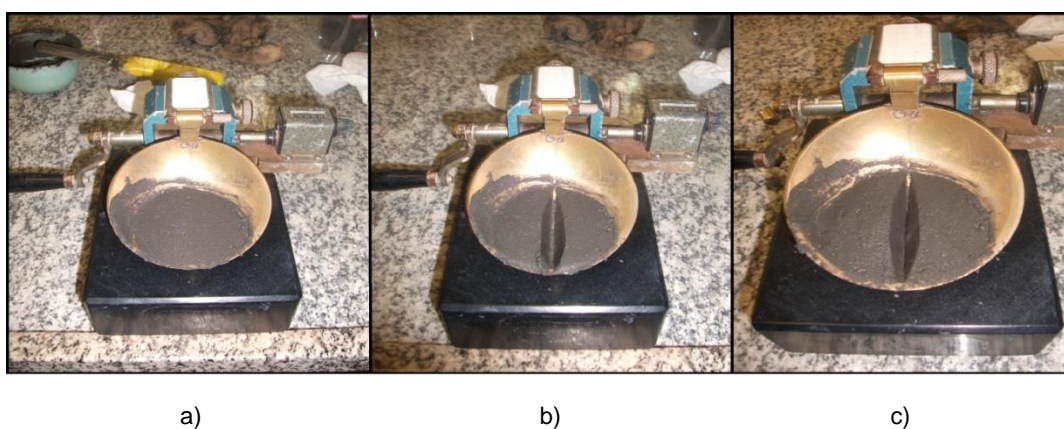


Fig. 3.10: a) Ilustração da amostra a ensaiar na concha de Casagrande para a determinação do limite de liquidez; b) Ilustração do corte que é feito na amostra antes de iniciar as pancadas; c) Ilustração da união do solo na zona central da amostra.

O ensaio é repetido no mínimo 4 vezes (NBR 6489) e com os pontos obtidos é traçada uma reta (Fig. 3.11), em regressão log – linear, que permite obter o valor do teor em água para 25 golpes e que corresponde ao limite de liquidez.

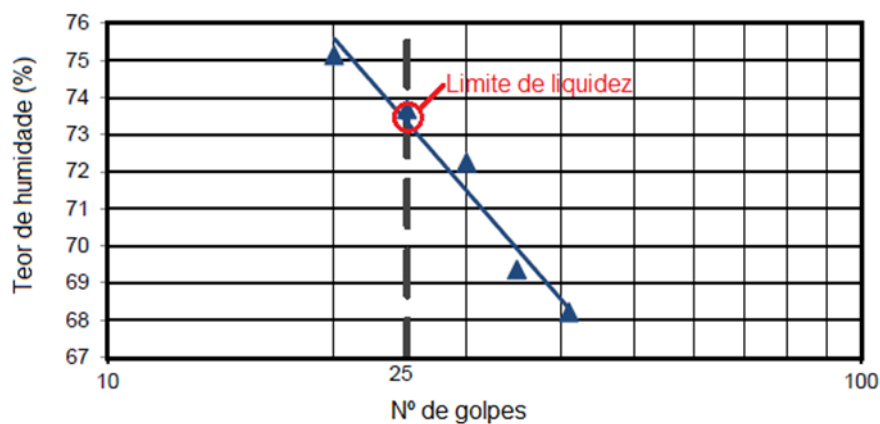


Fig. 3.11 - Exemplo do método utilizado para calcular o limite de liquidez

O limite de plasticidade é determinado segundo um ensaio bastante simples. Com amostras de solo vão-se formando rolos de solo até que estes apresentem 3mm de diâmetro e fissuração. Os rolos feitos nos ensaios devem ser idênticos a uma barra de metal padrão existente com os 3mm de diâmetro. Quando estas duas condições forem atingidas simultaneamente procede-se á determinação do teor em água do solo nessas condições, e obtemos o limite de plasticidade do solo.

Nos gráficos seguintes (Fig. 3.12) são apresentados os valores dos limites de consistência (w_L e w_p) que caraterizam a zona em estudo nesta dissertação e que resultam de ensaios realizados segundo as normas brasileiras NBR-6489 (1984) e NBR-7180 (1988). Efetuando uma análise dos gráficos obtidos podemos verificar que os valores dos limites de consistência (w_L e w_p) se apresentam mais ou menos constantes em função da profundidade o que poderá indicar que o material não apresenta grande quantidade de matéria orgânica na sua constituição, no entanto, uma vez que não foram realizados ensaios apropriados para a determinação da presença de matéria orgânica tal não pode ser afirmado com certezas.

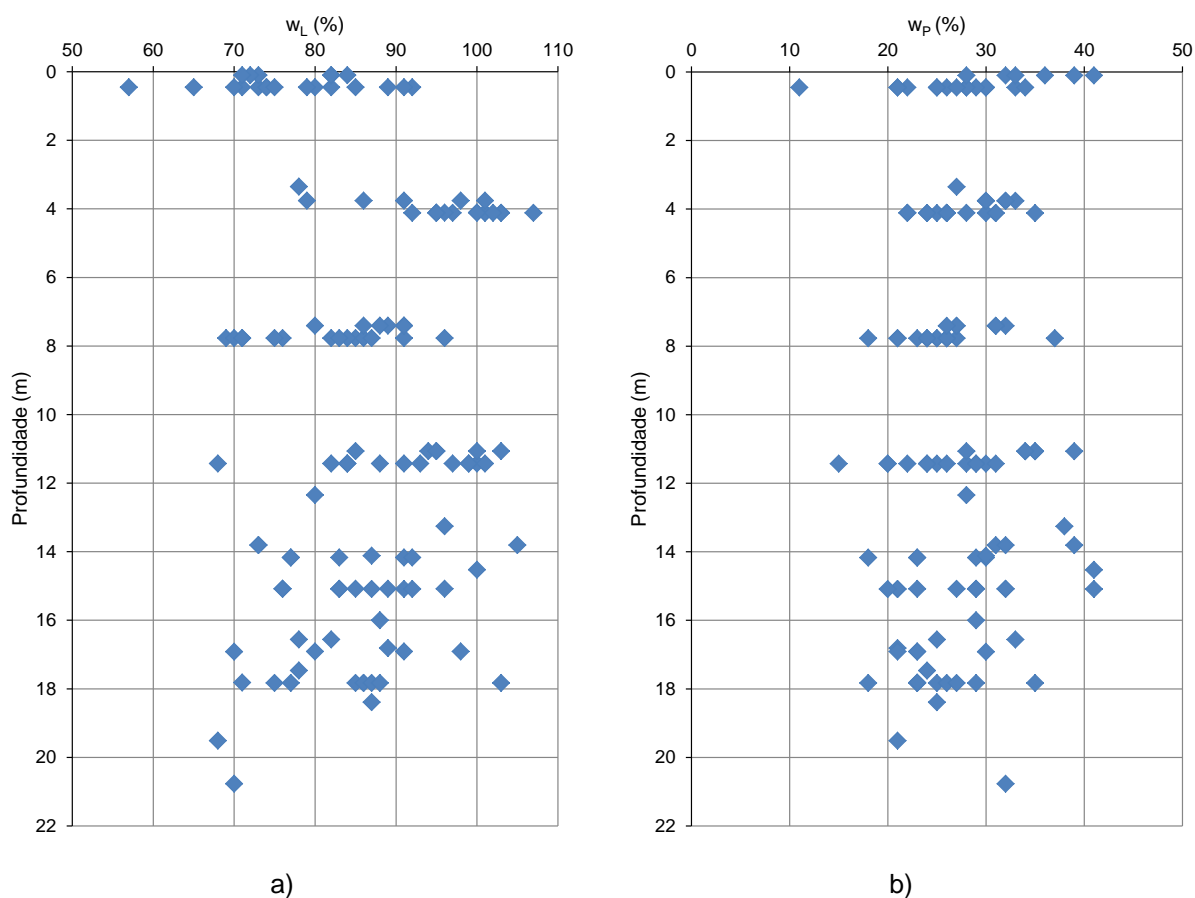


Fig. 3.12 – Representação gráfica de parâmetros que caracterizam a área em estudo em função da profundidade: (a) limite de plasticidade; (b) limite de liquidez

A observação da figura permite concluir que os limites de Atterberg assumem uma variação acentuada.

3.2. ENSAIOS UTILIZADOS PARA A CARATERIZAÇÃO DAS ARGILAS

3.2.1. FALL CONE TEST

O *fall cone test* é um ensaio que tem como principal objetivo determinar a resistência não drenada de amostras indeformadas e amostras remexidas, permitindo conhecer posteriormente a sensibilidade das argilas, através dos valores dessas resistências. O ensaio permite ainda determinar o limite de liquidez (w_L). Contudo, neste trabalho o ensaio de cone sueco (*fall cone test*) foi apenas utilizado para obter as resistências não drenadas das amostras indeformadas e remexidas. Com a determinação dessas grandezas foi possível avaliar a sensibilidade do solo, bem como o comportamento tixotrópico que apresenta.

Nas tabelas A1.1 e A1.2 do Anexo 1 são identificadas as amostras onde se realizou o ensaio de *fall cone* quer para avaliar o comportamento tixotrópico do solo quer sua sensibilidade.

3.2.1.1. Equipamento Utilizado

O equipamento utilizado para a realização destes ensaios, que servem de base ao estudo desta dissertação é o *fall cone*. Este equipamento foi fornecido pela GEONOR, uma empresa norueguesa que fornece equipamentos para ensaios geotécnicos quer em campo quer em laboratório. Como podemos observar pela Fig. 3.13 o equipamento utilizado é bastante simples.



Fig. 3.13 - Equipamento de Fall Cone utilizado na realização dos ensaios

O equipamento é constituído por uma base metálica onde são apoiadas as amostras a ensaiar e uma haste também metálica que permite a movimentação vertical do suporte do cone, de forma que a ponta do cone seja colocada em contato com a superfície da amostra para a realização do ensaio. O cone fica seguro por um ímã e apenas é libertado quando é pressionado um botão que interrompe o campo magnético que o segura. O aparelho apresenta ainda uma régua onde se efetua a leitura da penetração conseguida pelo cone na amostra ensaiada. Como podemos observar pela figura, o equipamento apresenta 4 cones que diferem no peso e no ângulo de ponta que apresentam (Quadro 3.1). Os cones são utilizados consoante as características das argilas ensaiadas e segundo o intervalo de penetrações que podem atingir, informação também descrita no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Características dos cones fornecidos com o Fall Cone, (Geonor)

Nº cone	Peso (gr)	Ângulo (°)	Penetração (mm)
1	400	30	4 – 15
2	100	30	5 – 15
3	60	60	5 – 15
4	10	60	5 – 20

Assim com base no Quadro 3.1, referente às características dos cones, conseguimos perceber que os cones com peso superior e ângulo de ponta menor são utilizados em argilas que apresentam uma maior resistência e conduzem a menores penetrações do cone. Por outro lado, cones mais leves com ângulo

de ponta superior são usados em argilas mais moles nas quais se obtêm elevadas penetrações, ou seja, que apresentam menores resistências.

3.2.1.2. Preparação das Amostras

As amostras indeformadas utilizadas na realização destes ensaios foram cortadas diretamente de amostradores coletados em alto mar. Estes amostradores foram obtidos segundo o método jumbo piston core (JPC).

Assim, cada provete indeformado com 15cm de comprimento e um diâmetro aproximado de 10,1cm foi cortado diretamente do amostrador recolhido em mar. O corte foi feito em torno do tubo que contém a amostra com uma serra manual de forma que a serra não penetrasse na amostra. De seguida, com um fio de nylon foi separado o provete a ensaiar do resto da amostra. As superfícies da amostra foram alisadas com o fio de nylon e de seguida o corpo de prova foi protegido com película aderente de forma a evitar perdas de humidade e com o intuito de manter a qualidade da amostra.

Depois da amostra indeformada ter sido ensaiada, esta é retirada do tubo com o auxílio de uma espátula e colocada num saco de plástico onde é remexida. Quando as ligações internas das partículas que constituem o solo são quebradas pela remoldagem sofrida, o solo volta a ser colocado no interior do *liner*, de forma que sejam evitadas a formação de vazios. As superfícies são regularizadas e repete-se o procedimento mas agora com a amostra deformada.

Por fim, são preparados os provetes para avaliar a tixotropia do solo que reutilizam o solo deformado já ensaiado. Após ser realizado o ensaio na amostra deformada, o solo é dividido por recipientes de plástico com 4,5cm de altura e um diâmetro médio de 6,7cm. Esta divisão é feita de forma que cada recipiente mantenha o mesmo peso volúmico que a amostra inicial apresenta.

3.2.1.3. Procedimentos do Ensaio

Tal como já foi mencionado anteriormente (ponto 3.2.1), através deste ensaio podemos determinar a resistência não drenada das argilas deformadas e indeformadas e assim determinar a sensibilidade do solo, bem como o comportamento tixotrópico deste, que não é mais do que avaliar a resistência do solo ao longo do tempo após este ter sido deformado.

Assim, o ensaio inicia-se com a amostra indeformada de 15cm de altura que descrevemos anteriormente no ponto 3.2.1.2. A amostra é pesada e de seguida colocada na base do equipamento para que se proceda ao ensaio. Dos quatro cones que o aparelho tem, escolhemos aquele que se julga ser o mais adequado para o solo a ensaiar, desloca-se o cone verticalmente através da haste metálica de forma que a ponta deste fique em contacto com a superfície da amostra e de seguida deixa-se que este caia livremente. É retirado a leitura da penetração conseguida pelo cone no solo e o processo é repetido 3 vezes em pontos distintos da amostra, como demonstra a Fig. 3.14. Através da média das penetrações obtidas é determinado o valor da resistência não drenada da amostra indeformada. Após terminado o ensaio, é retirada um pouco de amostra para se calcular o teor em água (Equação 3.2) que o solo apresentava aquando da realização do ensaio.

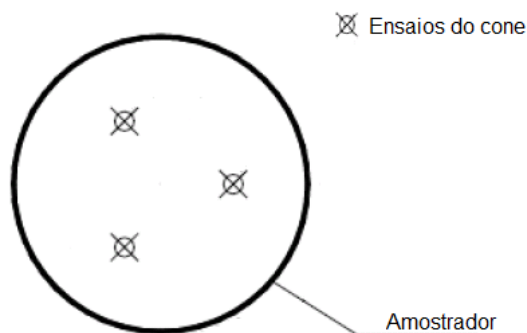


Fig. 3.14 - Exemplo dos pontos de queda do cone no ensaio de Fall Cone (cone sueco)

De seguida, após a amostra ser remexida segundo os métodos já descritos, o ensaio é repetido agora na amostra deformada, seguindo os passos descritos anteriormente, sendo determinado o valor da resistência não drenada da amostra deformada. Com estes dois dados, conseguimos então determinar a sensibilidade da argila (Equação 2.1).

Depois da realização destes dois ensaios, os restantes são focados na avaliação do ganho de resistência do solo ao longo do tempo (tixotropia). A resistência é avaliada em sete momentos distintos ao longo do tempo (1dia, 2dias, 4dias, 8dias, 15dias, 30dias e 60dias) de forma que se consiga estudar o comportamento do solo relativamente ao ganho de resistência com o passar do tempo. Assim, quando for ensaiado o recipiente correspondente a um determinado momento, os procedimentos a seguir são idênticos aos mencionados, ou seja, o recipiente deve ser pesado no início do ensaio e de seguida colocado no *fall cone*. É escolhido o cone que se adequa ao solo a ensaiar e aproxima-se este da superfície da amostra. O cone é libertado e é feita a leitura da penetração atingida, sendo repetido o processo 3 vezes em pontos distintos. De seguida a amostra é remexida novamente com o auxílio de uma espátula e o ensaio é repetido novamente para que se obtenha o valor da resistência remexida-remexida. Este valor comparado com a resistência obtida no primeiro momento do ensaio do recipiente permitirá conhecer o verdadeiro ganho de resistência do solo com o passar do tempo e não o ganho de resistência devido à perda de humidade do solo. Por fim é retirada um pouco de amostra para calcular o teor em água do solo. O processo é idêntico para ensaiar qualquer um dos recipientes, independentemente do momento a que corresponde.

3.2.1.4. Calibrações Efetuadas

A calibração do equipamento foi feita segundo o material que acompanhava o equipamento *Fall Cone* fornecido pela GEONOR. Assim, para cada um dos cones foi provida uma tabela que associa a cada valor de penetração uma resistência não drenada determinada segundo ensaios triaxiais UU. Com o auxílio do software Excel e com os dados fornecidos foi obtida uma curva para cada um dos cones e por sua vez a equação da reta tendência, pela análise da Fig. 3.15 conseguimos perceber a metodologia adotada. As fórmulas obtidas para os cones 1 e 2 são iguais quer os cones sejam utilizados em amostras indeformadas quer em amostras deformadas. No entanto, para os cones 3 e 4 foi estabelecida uma fórmula para as amostras indeformadas e outra para as amostras deformadas, isto porque cones com ângulo de ponta superior são mais precisos, e a comparação com os valores obtidos por outros ensaios é mais favorável, (Germaine, Germaine, 2009).

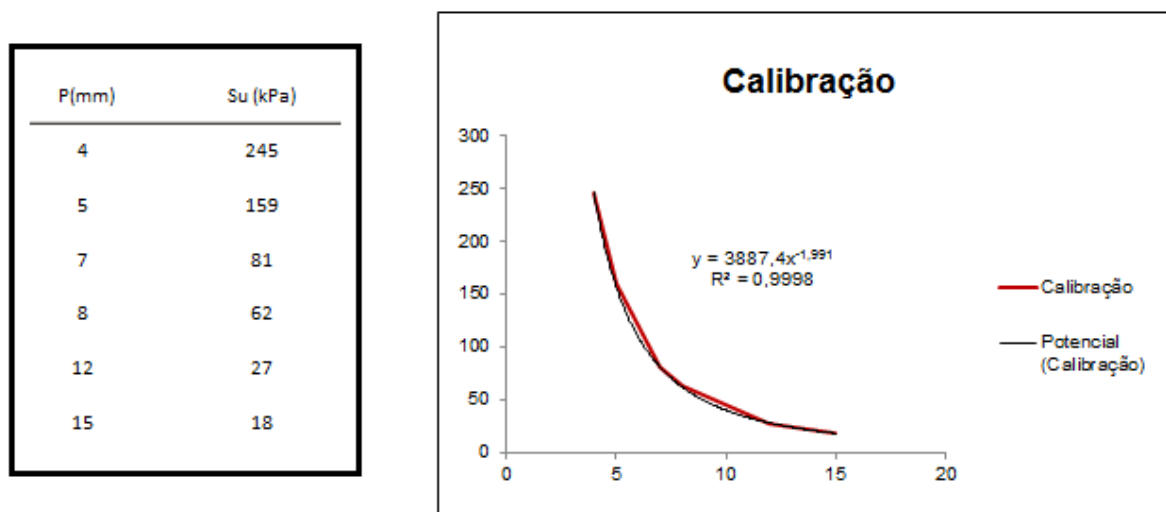


Fig. 3.15 - Exemplo da calibração efetuada nos cones

É ainda necessário calibrar a balança utilizada e a régua que existe no equipamento e que mede as penetrações conseguidas pelos cones. Essas calibrações são efetuadas com instrumentos padrão que permitem verificar se os equipamentos estão calibrados ou não.

3.2.2. ENSAIO EDMÉTRICO

O ensaio edométrico é executado para simular situações de carregamento no solo, de forma a perceber qual o comportamento deste e as deformações que este pode sofrer. O ensaio permite ainda determinar bastantes parâmetros que caracterizam o solo e que serão utilizados neste trabalho, como é o caso do coeficiente de consolidação secundária, no qual vamos incidir com maior atenção.

Na tabela A1.3 do Anexo 1 são identificadas as diversas amostras onde se realizou o ensaio edométrico com o principal objetivo de determinar o seu coeficiente de consolidação secundária.

3.2.2.1. Equipamento Utilizado

Os ensaios edométricos realizados foram executados através de prensas automáticas fabricadas pela VJ Tech. O equipamento permite de forma simples executar este tipo de ensaio. A prensa Acons da VJ Tech (Fig. 3.16) permite a execução do ensaio através do software Clips Studio, dispensando a intervenção humana na realização do ensaio para a aplicação de cargas. O equipamento é constituído por uma célula de carga, um macaco mecânico, que através de um compressor aplica as pressões desejadas no provete, e um transdutor ou micrómetro que mede os assentamentos ocorridos. Todo o ensaio é monitorizado dispensando assim a intervenção de um técnico durante as várias fases de carregamento.



Fig. 3.16 - Prensa de adensamento automática

3.2.2.2. Preparação das Amostras

Para iniciar o ensaio edométrico é necessário preparar primeiramente o provete a ensaiar. Para isso, são cortados 5cm de altura do amostrador obtido em alto mar, pelo método Jumbo Piston Core. Após o corte, efetuado com o auxílio da serra manual e do fio de nylon, é cravado na amostra um anel rígido com 20mm de altura e um diâmetro que pode variar entre os 50 e os 70mm. A variação do diâmetro ocorre consoante as pressões que se pretendem aplicar. Para pressões mais elevadas utilizamos o anel com diâmetro de 50mm, ou seja, o menor.

Depois do anel ser cravado nos 5cm de amostra, com a ajuda de uma espátula a amostra é retirada do amostrador e com o fio de nylon é removida toda a amostra que envolve o anel. Com a espátula é retirada a amostra que existe a mais no topo e na base do anel e as suas superfícies são alisadas. Por fim, com um pano húmido é limpo o anel no seu exterior, e este está pronto para ser ensaiado.

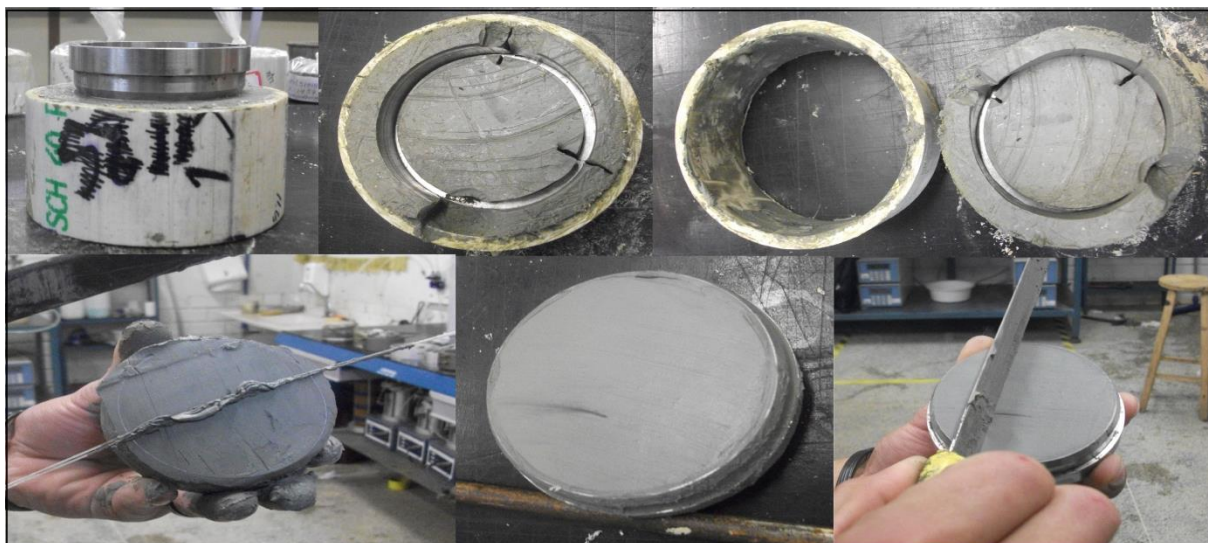


Fig. 3.17 - Ilustração dos procedimentos a seguir na preparação da amostra para o ensaio edométrico

3.2.2.3. Procedimentos do Ensaio

Depois do provete estar preparado pode então iniciar-se o ensaio. Na célula de consolidação é colocada uma pedra porosa que permite a saída da água existente no interior da amostra. De seguida, um papel de filtro para evitar que pequenas partículas da amostra sejam absorvidas pela pedra e a danifiquem, sendo depois colocado sobre este conjunto o anel rígido com a amostra, a Fig. 3.18 permite observar o descrito.

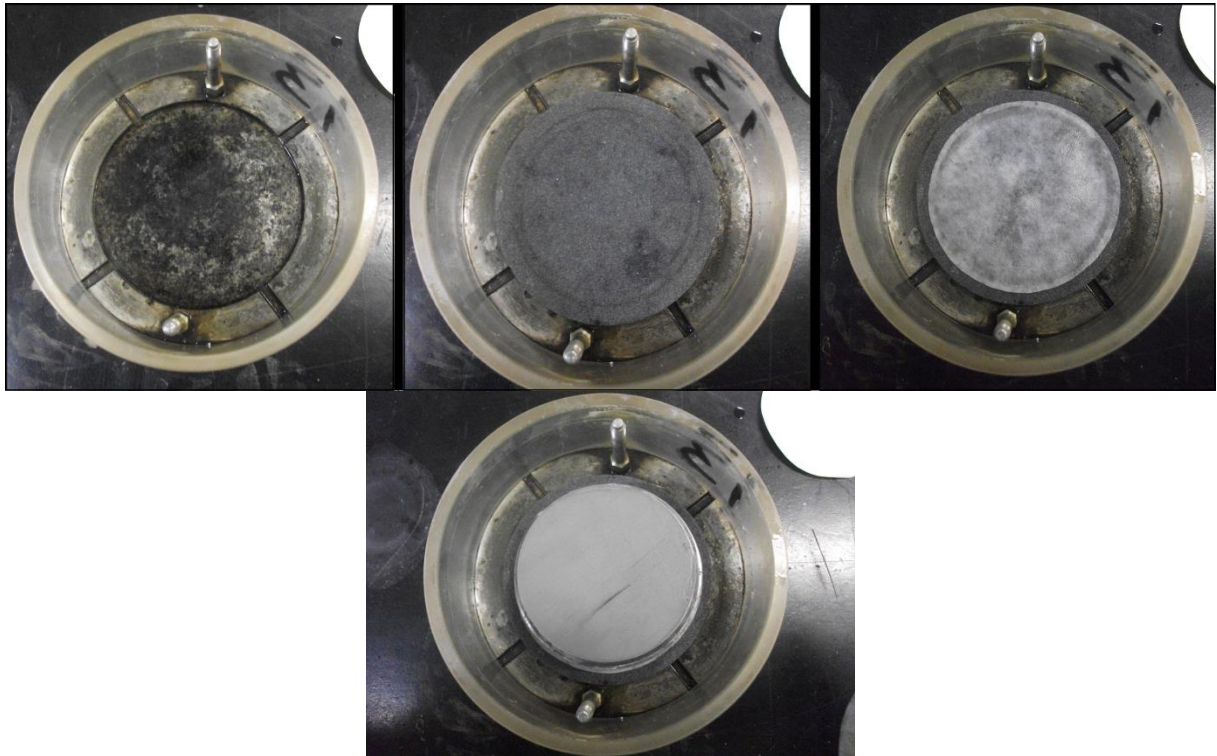


Fig. 3.18 - Ilustração dos passos a executar para colocar a amostra na célula de adensamento

Depois do provete ser colocado na célula de consolidação, é instalado o suporte da célula sobre a amostra e aparafusado. De seguida, no círculo central que dá acesso ao topo do provete é colocado novamente um papel de filtro e de seguida a pedra porosa. O objetivo destes é igual ao da pedra e do filtro colocados na base do provete. Por fim coloca-se o “cap” que estabelece o contato entre a célula de carga e o provete (Fig. 3.19).

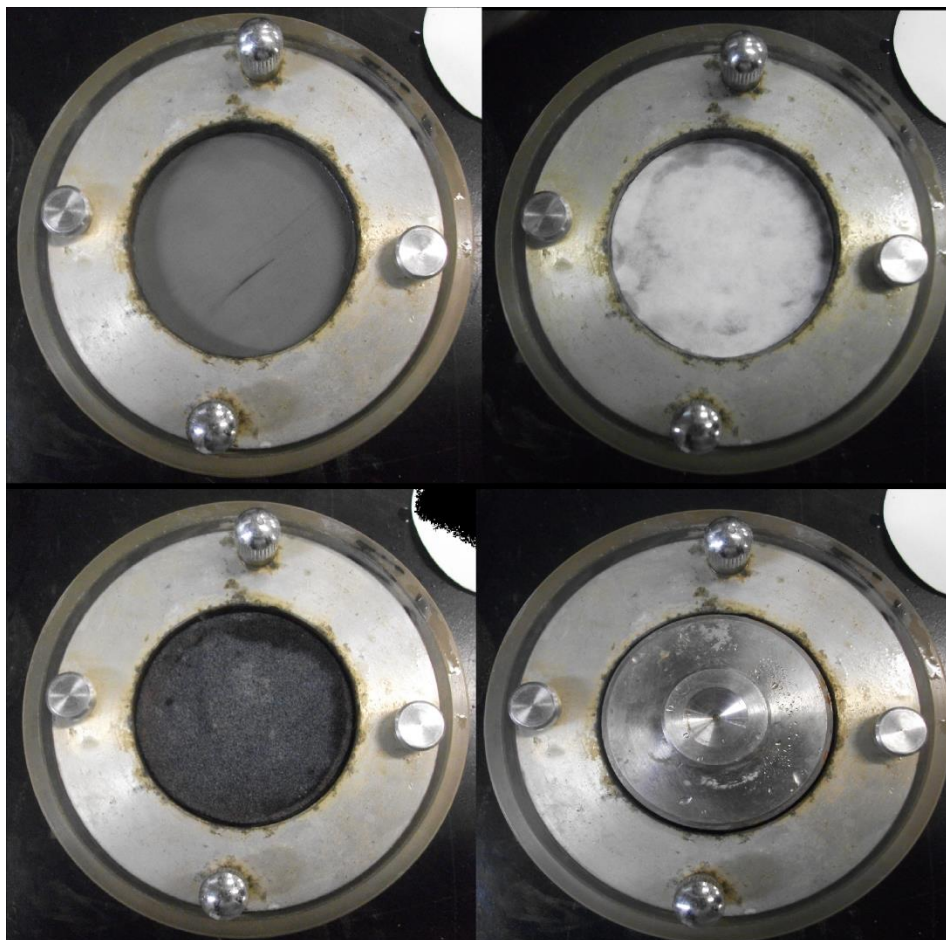


Fig. 3.19 - Ilustração dos passos a seguir na montagem da célula de adensamento para inicial o ensaio edométrico

Após o consolidômetro estar montado é colocado na prensa automática e a célula de carga é ajustada de forma que esta fique em contato com o “cap”. Depois destes passos serem executados são estabelecidos no programa que controla o ensaio os estágios de carga a aplicar e a duração de cada um. Neste estudo, os ensaios realizados apresentam estágios de 24h e as tensões duplicam de estágio para estágio, sendo que quando se dá a descarga o valor da tensão aplicada desce para $\frac{1}{4}$ do valor da última tensão aplicada. As tensões aplicadas em cada estágio variam consoante a profundidade de colheita que cada amostra ensaiada apresenta, como exemplificado no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Valor das tensões aplicadas em cada estágio em função da profundidade da amostra

Profundidade (m)	Carregamento (kPa)								Descarga (kPa)		
	1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3
0,0 – 7,0	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	100	25	6,25
7,0 – 14,0	6,25	12,5	25	50	100	200	400	800	200	50	12,5
14,0 – 21,0	10	20	40	80	160	320	640	1280	320	80	20

Depois de tudo programado o transdutor é zerado e dá-se início ao ensaio.

3.2.2.4. Calibrações Efetuadas

Para a realização deste ensaio foi necessário calibrar 3 instrumentos. A balança, utilizada para pesar o anel rígido e a amostra; o micrómetro que mediu os assentamentos ocorridos na amostra e a célula de carga que mede as forças aplicadas. Estas calibrações são feitas usando um equipamento padrão que comparando os resultados obtidos pelos instrumentos usados e os equipamentos padrão nos permitem saber se os instrumentos se encontram ou não calibrados.

3.3. TRATAMENTO DE DADOS

3.3.1. SENSIBILIDADE

A determinação da sensibilidade de uma argila é bastante importante, pois permite conhecer a capacidade que esta tem em perder resistência quando sofre deformações (Matos Fernandes, 2006). Este parâmetro resulta da divisão da resistência não drenada da amostra indeformada (S_u) e a resistência não drenada do solo depois de remexido (S_{ur}), (Equação 3.4). No presente trabalho, as duas resistências que nos permitem calcular a sensibilidade do solo são determinadas de forma simples e rápida pelo ensaio de cone sueco (ponto 2.2.3.1).

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (3.4)$$

3.3.2. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA E TIXOTROPIA

Tal como a resistência não drenada do solo indeformado e a resistência não drenada do solo remexido, utilizadas para o cálculo da sensibilidade, também as resistências que permitem analisar o comportamento tixotrópico do solo são determinadas segundo o ensaio de cone sueco. Estas resistências dependem dos valores de penetrações obtidos durante o ensaio e são calculadas segundo fórmulas (Quadro 3.3) conseguidas através da calibração do equipamento (ponto 3.2.1.4). Estas fórmulas diferem de cone para cone, pois estes apresentam características diferentes relativamente á sua massa e ao ângulo de ponta que apresentam, como foi apresentado anteriormente no Quadro 3.1.

Quadro 3.3 - Fórmulas utilizadas no ensaio de cone sueco para o cálculo da resistência não drenada

Amostra	Nº Cone	Fórmula
Indeformada	1	$S_u = 3973. p^{-2}$
	2	$S_u = 983. p^{-1,996}$
	3	$S_u = 144. p^{-1,989}$
	4	$S_u = 22. p^{-1,952}$
Remexida	3	$S_u = 174. p^{-1,991}$
	4	$S_u = 30. p^{-2,015}$

A resistência do solo é calculada ao longo do tempo de forma que seja estudado o comportamento tixotrópico de cada uma das amostras.

3.3.3. COEFICIENTE DE CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA

O coeficiente de consolidação secundário (C_α) é um parâmetro referente à consolidação secundária ao qual é atribuído a deformação visco-elástica do esqueleto sólido quando este se encontra sob carregamentos constantes ao longo do tempo. Este parâmetro é determinado a partir das curvas obtidas no ensaio edométrico, que representam as extensões ocorridas no solo em função do tempo em escala logarítmica. O cálculo do coeficiente é feito através da Equação (3.5) onde cada um dos parâmetros se encontra representado na Fig. 3.20.

$$C_\alpha = \frac{h_o - h_1}{\log\left(\frac{t_1}{t_o}\right)} \quad (3.5)$$

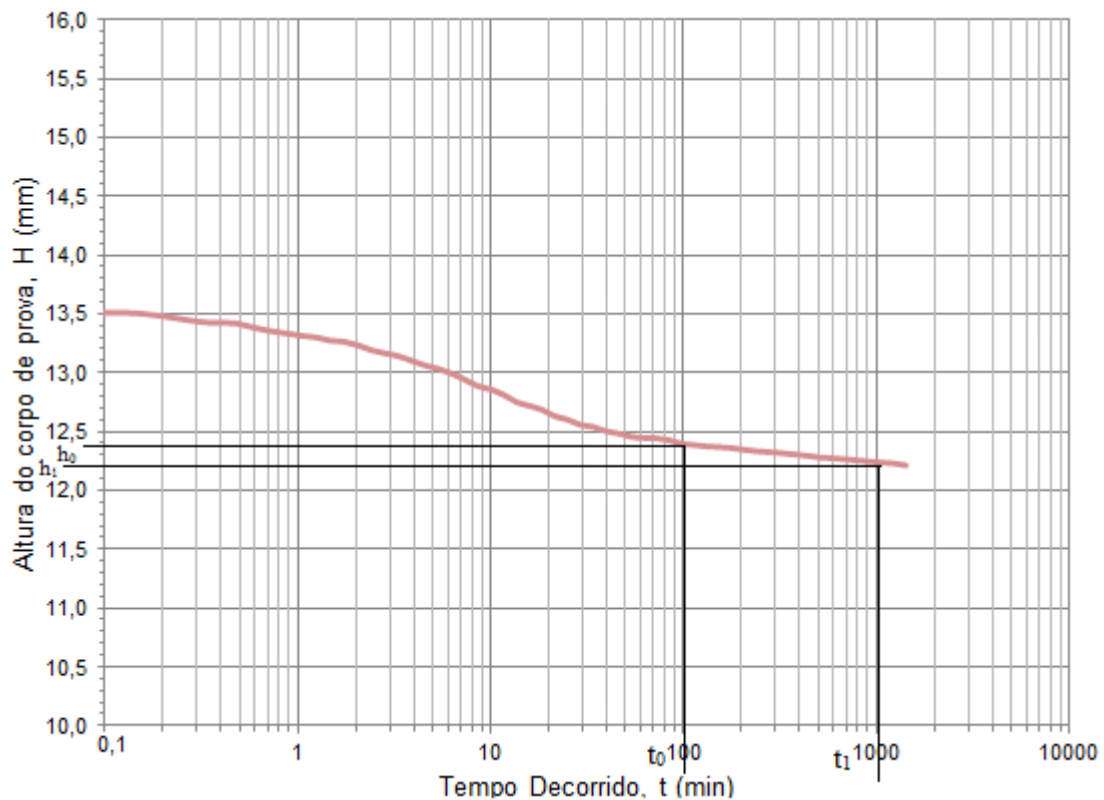


Fig. 3.20 - Exemplo da curva obtida no ensaio edométrico

Neste trabalho, os coeficientes de consolidação secundária apresentados resultam da média dos diferentes coeficientes de consolidação secundária obtidos das curvas correspondentes às diferentes tensões aplicadas.

4

ANÁLISE PONTUAL DE RESULTADOS

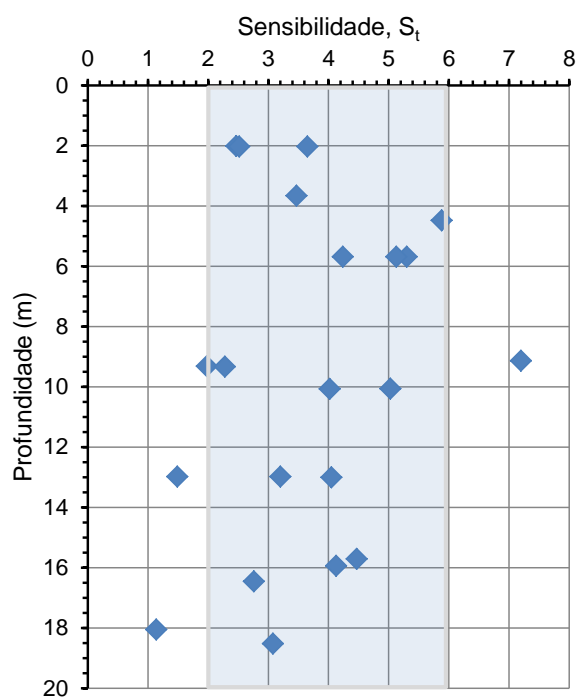
4.1. TIXOTROPIA E SENSIBILIDADE

4.1.1. SENSIBILIDADE DAS AMOSTRAS

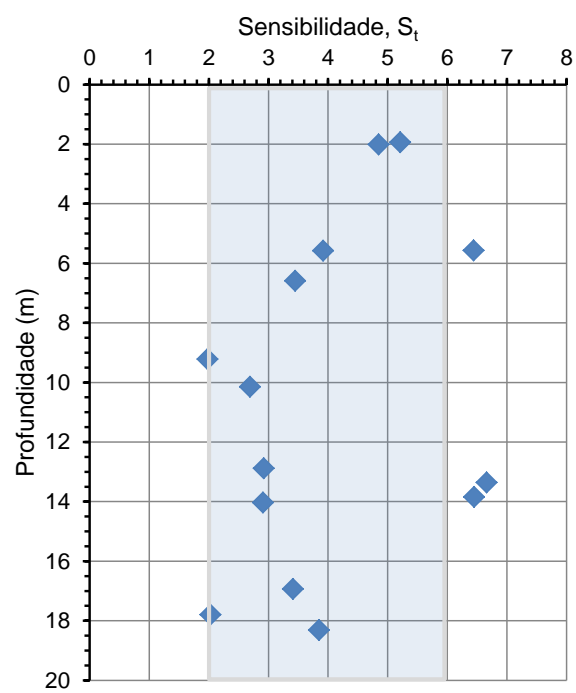
O estudo realizado neste trabalho incide numa extensa área do offshore brasileiro que foi dividida em seis pequenas áreas com o intuito de facilitar o estudo das características do solo que constitui esta área. Assim, foi realizada inicialmente uma análise individual de cada uma das seis áreas e por fim condensou-se todos os dados de forma a caracterizar a área total em estudo. De seguida são apresentados os valores de sensibilidade obtidos em cada uma das áreas que constituem a zona em estudo. O método utilizado para o cálculo da sensibilidade já foi descrito no ponto 3.3.1 do capítulo 3.

4.1.1.1. Análise individual da sensibilidade de cada uma das diferentes áreas

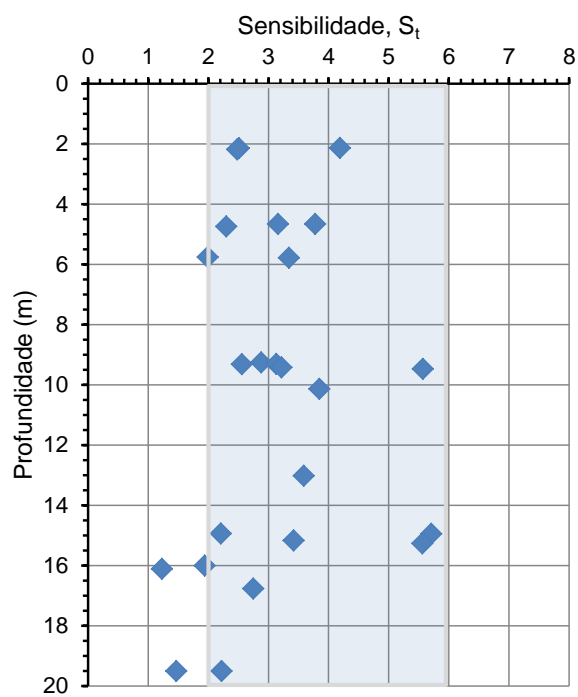
Na área que identificamos como “área 1” foram realizados 21 ensaios de *fall cone test* em amostras que apresentam diferentes profundidades. Existem várias amostras com a mesma profundidade, pois foram realizados vários furos em cada uma das áreas o que conduziu à realização do ensaio de *fall cone test*, para avaliar a sensibilidade, em amostras que apresentam a mesma profundidade de coleta mas que pertencem a furos diferentes. Pela observação da Fig. 4.1 a), conseguimos concluir que a sensibilidade do solo que constitui esta área se encontra no intervalo de 2 a 6, uma vez que a maioria dos ensaios realizados se encontra dentro deste intervalo.



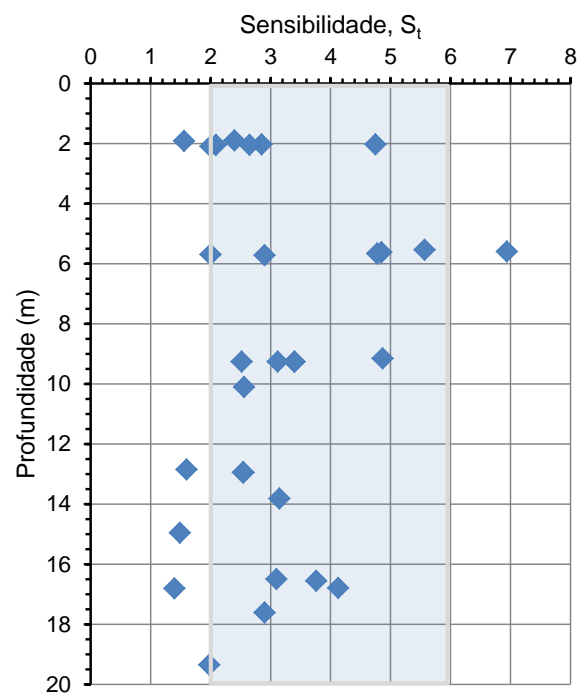
a)



b)



c)



d)

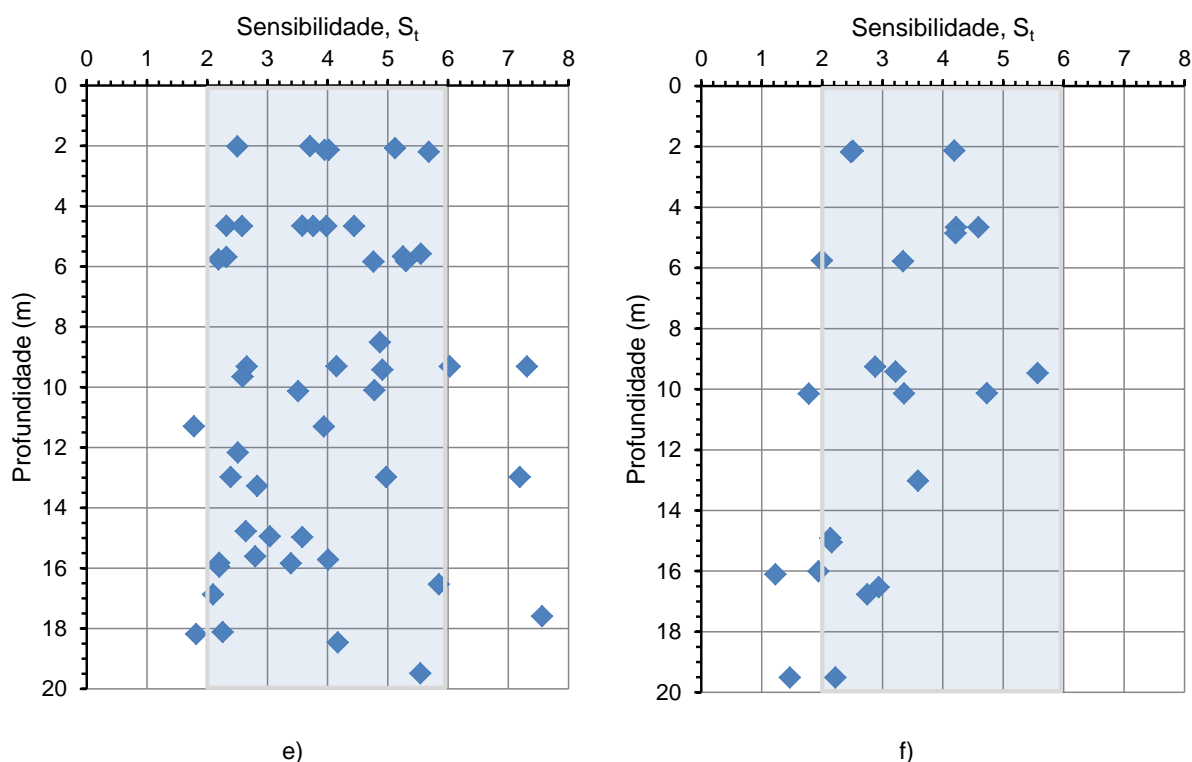


Fig. 4.1 – Análise da sensibilidade em função da profundidade: a) sensibilidade do solo presente na área 1; b) sensibilidade do solo presente na área 2; c) sensibilidade do solo presente na área 3; d) sensibilidade do solo presente na área 4; e) sensibilidade do solo presente na área 5; f) sensibilidade do solo presente na área 6

Na área 2 foram realizados apenas 14 ensaios para avaliar a sensibilidade do solo que constitui esta área como conseguimos observar pelo gráfico da Fig. 4.1 b). Analisando o mesmo gráfico verifica-se que tal como aconteceu na área 1 também nesta área o solo apresenta uma sensibilidade no intervalo de 2 a 6, contudo a maioria dos valores obtidos concentra-se especialmente no intervalo de 2 a 4 que caracteriza estas como argilas de média sensibilidade, segundo a classificação de Skempton e Northey (1952).

Por sua vez, na área 3 foram ensaiadas 24 amostras com diferentes profundidades de coleta. O gráfico obtido (Fig. 4.1 c)) é idêntico aos obtidos nas áreas analisadas anteriormente, onde se pode verificar que o solo continua a apresentar uma sensibilidade no intervalo de 2 a 6.

Realizando uma análise idêntica nas áreas 4, 5 e 6 conseguimos verificar pelos respectivos gráficos (Fig. 4.1 d), e), f)) que a sensibilidade do solo que constitui cada uma das áreas se encontra no intervalo de 2 a 6. O estudo que é feito para caracterizar cada um dos locais implica a realização do ensaio em várias amostras que variam relativamente à sua profundidade de coleta. Contudo, na área 4 foram realizados 32 ensaios, na área 5 realizaram-se 48 ensaios e na área 6 apenas 23 amostras foram ensaiadas. A variação da quantidade de ensaios realizados em cada uma das áreas é justificada pela área que cada uma apresenta, pois umas são maiores que outra o que leva à realização de mais ensaios em áreas superiores.

4.1.1.2. Principais conclusões

Após a análise da sensibilidade que caracteriza cada uma das 6 áreas que constituem a área global estudada neste trabalho é possível condensar todos os dados de forma a obter um gráfico referente à

caracterização da sensibilidade da área total em estudo (Fig. 4.2). Com base na classificação das argilas, apresentado por Skempton e Northey (1952), que podemos consultar no Quadro 2.1 do Capítulo 2, classificamos as argilas que constituem a área estudada nesta dissertação como argilas sensíveis e de média sensibilidade.

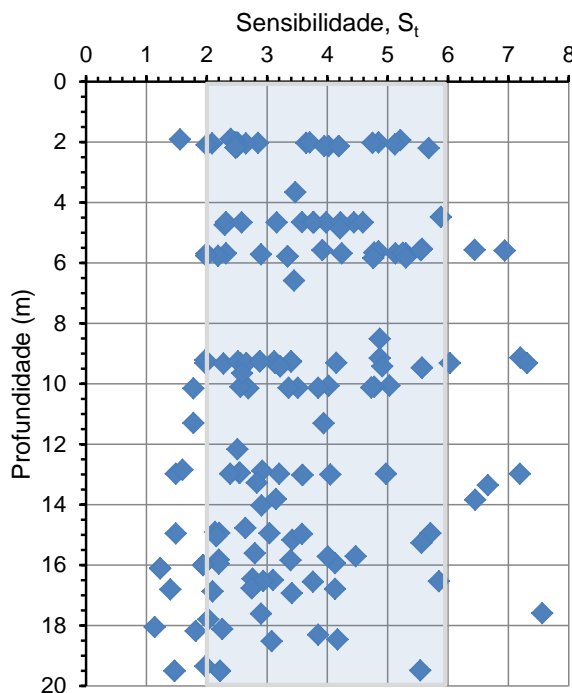


Fig. 4.2 – Análise global da sensibilidade em função da profundidade da área em estudo

4.1.2. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA EM FUNÇÃO DO TEMPO

De seguida são apresentadas as análises de tixotropia obtidas nas várias amostras de cada uma das diferentes seis áreas. Os ensaios foram realizados em várias amostras que diferem na profundidade em que se encontravam in situ. Após o ensaio de *fall cone test* realizado para avaliar a tixotropia do solo é obtido o valor de resistência não drenada que lhe está associado através dos cálculos apresentados no ponto 3.3.2 do Capítulo 3.

Após a realização dos ensaios de tixotropia ao longo dos 60 dias é possível traçar a curva que traduz o ganho de resistência do solo ao longo do tempo (comportamento tixotrópico), esta curva é ajustada a uma linha de tendência à qual está associada uma equação. A equação obtida vai fornecer um parâmetro ao qual decidimos denominar de coeficiente de tixotropia (T_x), visto que este, nos permite ter uma noção do ganho da resistência não drenada que o solo vai atingir ao longo do tempo.

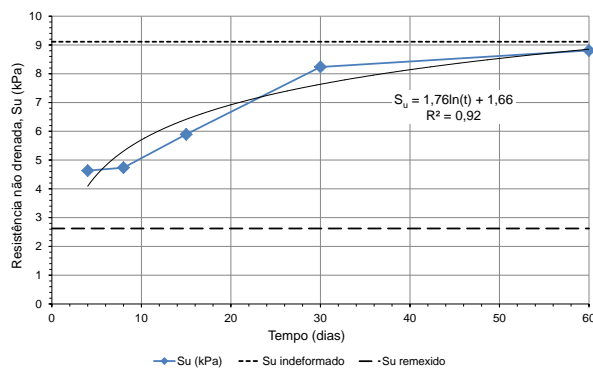
4.1.2.1. Análise do comportamento tixotrópico na área 1

Neste ponto são apresentadas as curvas que representam o comportamento tixotrópico das sete argilas estudadas na área 1. Os gráficos apresentados (Fig. 4.3) exemplificam de uma forma bastante simples a resistência não drenada que o solo apresenta com o passar do tempo e após ter sido remexido. No

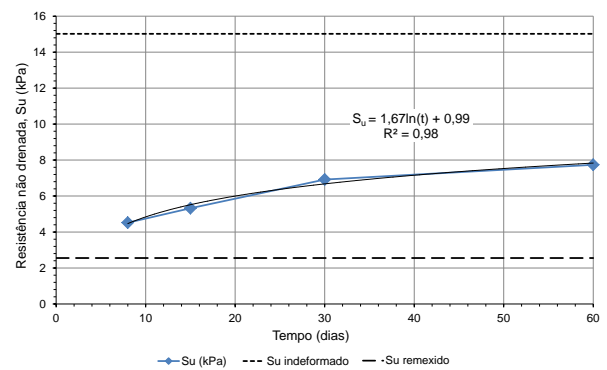
Quadro 4.1 são identificadas as amostras ensaiadas bem como o furo a que pertencem e a profundidade a que foram coletadas.

Quadro 4.1 – Identificação das amostras ensaiadas na área 1

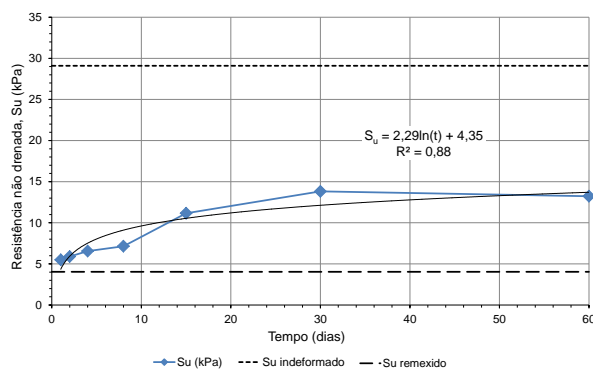
Nº Amostra	Furo	Profundidade (m)
ST1443	F261	3,66
ST1491	F260	4,48
ST1561	F261	9,14
ST1860	F259	10,06
ST1552	F261	15,71
ST1929	F259	15,94
ST1829	F259	16,46



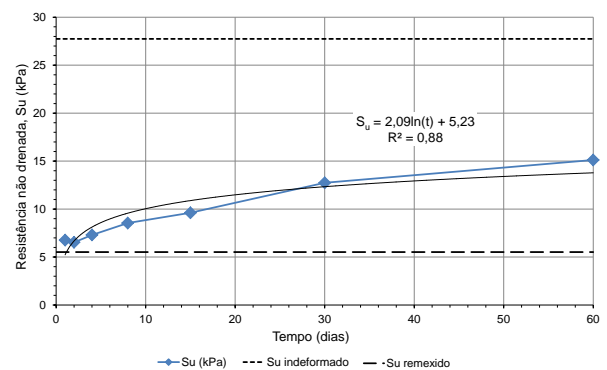
a)



b)



c)



d)

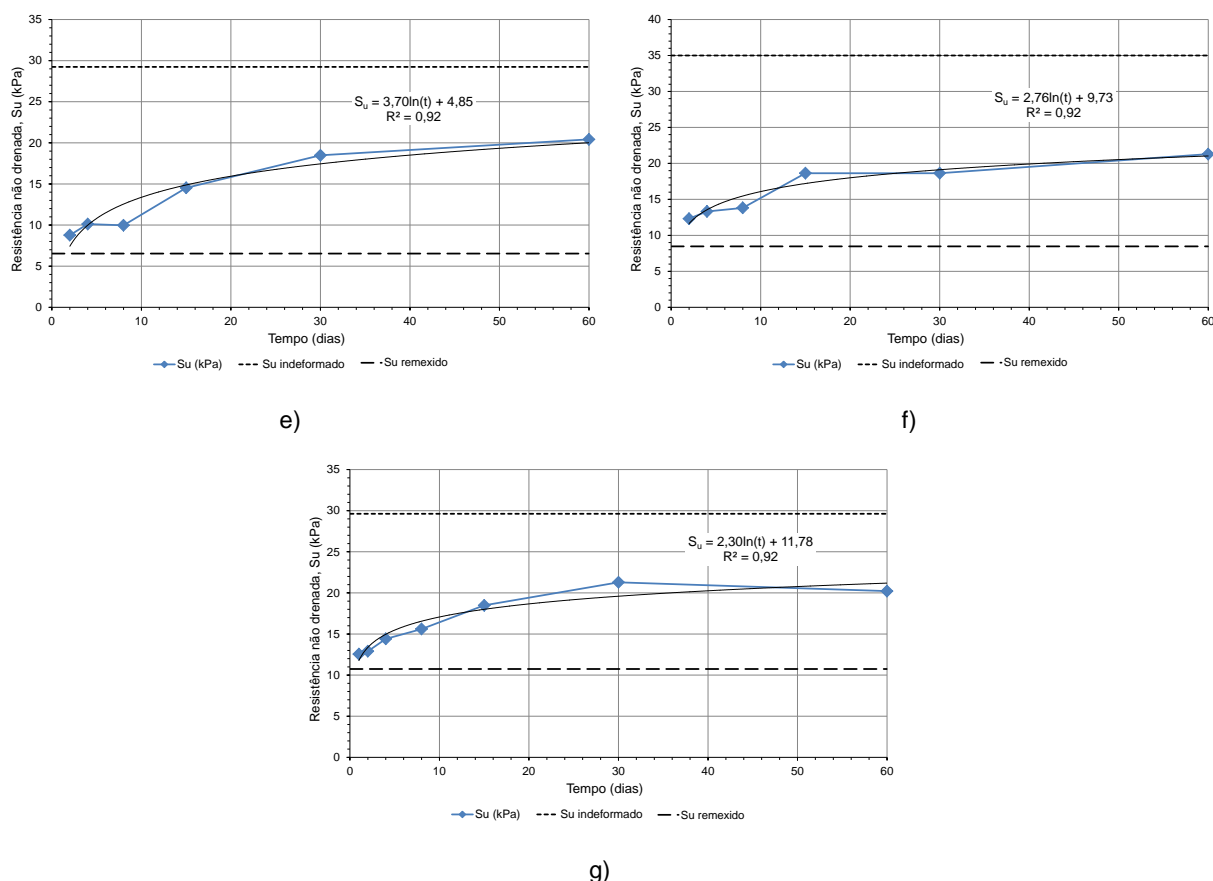


Fig. 4.3 - Representação gráfica do comportamento tixotrópico de amostras da área 1: a) amostra ST1443; b) amostra ST1491; c) amostra ST1561; d) amostra ST11860; e) amostra ST1552; f) amostra ST1929; g) amostra ST1829

Fazendo uma análise geral com base nos sete gráficos obtidos é fácil observar que a partir do 30º dia o valor da resistência não drenada não se altera muito. Tal permite-nos concluir que a realização de ensaios após o 30º dia é algo que podia ser descartado pois a variação de resistência que se verifica não é muito significativa.

Analisando os mesmos verificamos que o material que constitui esta área apresenta um comportamento parcialmente tixotrópico, ou seja, o material não recupera na totalidade a sua resistência não drenada ao longo do tempo após ter sido remexido.

Observa-se ainda que regra geral o valor da resistência obtido no ensaio do 1º dia é muito próximo do valor de resistência não drenada remexida que o solo apresenta (valor representado no gráfico pela linha a tracejado longo). O valor da resistência não drenada indeformada (tracejado curto) que os solos estudados apresentam normalmente são superiores com a profundidade, ou seja, em amostras mais profundas o valor que estas apresentam de resistência é superior ao obtido em amostras mais superficiais.

Fazendo uma análise mais detalhada em cada uma das amostras ensaiadas é de salientar que em algumas amostras, como é o caso das amostras ST1491 (Fig. 4.3 b), ST1443 (Fig. 4.3 a), ST1929 (Fig. 4.3 f), ST1552 (Fig. 4.3 e), os pontos correspondentes aos ensaios iniciais (1º, 2º e 4º dia) não foram contidos para traçar a curva que representa o comportamento tixotrópico do solo, uma vez que, os valores obtidos eram muito incoerentes. Tal é justificado por erros cometidos durante a execução do

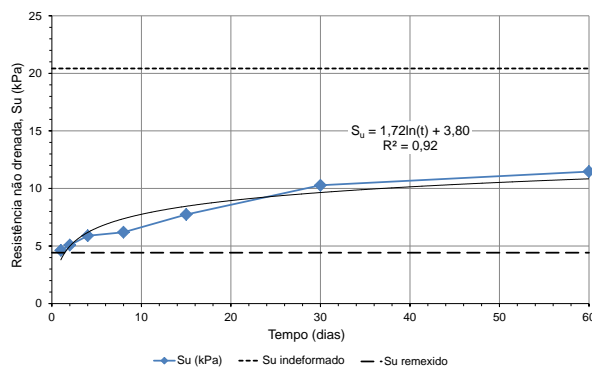
ensaio. Estes erros estão por norma associados a um armazenamento incorreto do provete, como por exemplo, a colocação de objetos sobre o provete que provoquem a sua consolidação levando a um ganho de resistência do solo.

4.1.2.2. Análise do comportamento tixotrópico na área 2

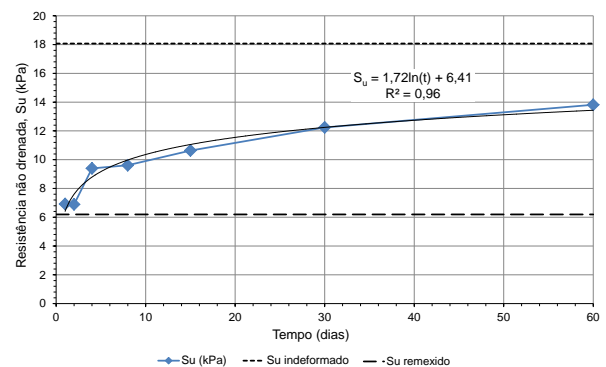
Nesta área foram executados apenas dois furos para proceder à recolha de amostras *in situ*. Em cada um desses furos foram escolhidas duas amostras com profundidades diferentes de coleta para executar o ensaio de *fall cone test*. No Quadro 4.2 temos informações das amostras ensaiadas como a profundidade e o furo a que pertencem.

Quadro 4.2 - Identificação das amostras ensaiadas na área 2

Nº Amostra	Furo	Profundidade (m)
ST1893	F107	6,59
ST1874	F107	12,88
ST1939	F243	14,03
ST1943	F243	18,34



a)



b)

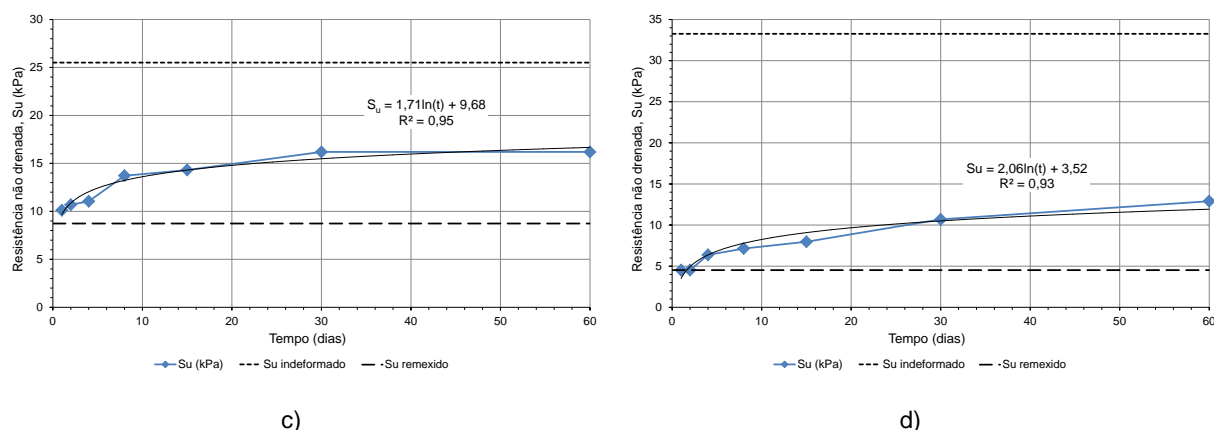


Fig. 4.4 - Representação gráfica do comportamento tixotrópico de amostras da área 2: a) amostra ST1893; b) amostra ST1874; c) amostra ST1939; d) amostra ST1943

Pela análise dos gráficos apresentados na Fig. 4.4 é possível verificar que estas amostras apresentam um comportamento tixotrópico bastante semelhante, uma vez que o coeficiente de tixotropia (T_x) que se obteve nas amostras ST1893 (Fig. 4.4 a), ST1874 (Fig. 4.4 b), e ST1939 (Fig. 4.4 c) é aproximadamente 1,7 sendo que o ganho de resistência que estas amostras vão apresentar ao longo do tempo é idêntico.

Verifica-se também que as argilas ensaiadas apresentam um comportamento tixotrópico muito bom, e bem definido pois ajustam-se a uma reta logarítmica com um R^2 superior a 0,90.

Como era de se esperar, também nesta área se verifica que o valor da resistência não drenada indeformada tende a aumentar ao longo da profundidade. Continua a observar-se que a partir do 30º dia o ganho de resistência que ocorre na argila não é muito significativo comparativamente com o ganho de resistência que ocorre até ao 30º dia.

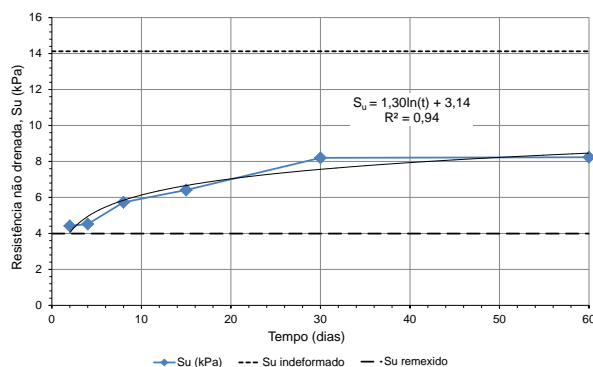
4.1.2.3. Análise do comportamento tixotrópico na área 3

No Quadro 4.3 são identificadas as amostras ensaiadas nesta área, bem como a profundidade a que estas foram coletadas. Nesta área foram ensaiadas amostras de 4 furos diferentes como se pode verificar pela informação do Quadro 4.3. Com análise dos resultados obtidos continua a verificar-se que a resistência não drenada indeformada das argilas vai aumentando com a profundidade.

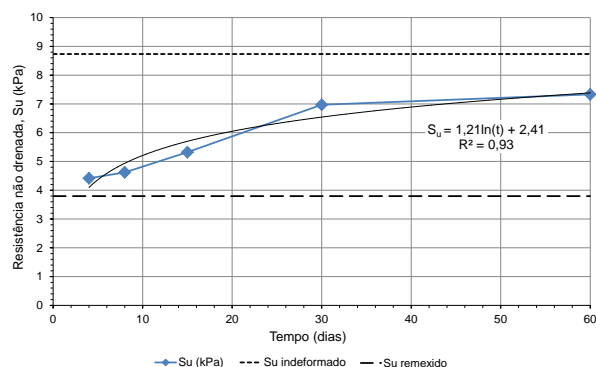
Quadro 4.3 - Identificação das amostras ensaiadas na área 3

Nº Amostra	Furo	Profundidade (m)
ST1252	F275	4,66
ST1400	F276	4,74
ST1563	F245	9,31
ST1282	F244	10,14
ST1798	F245	14,94

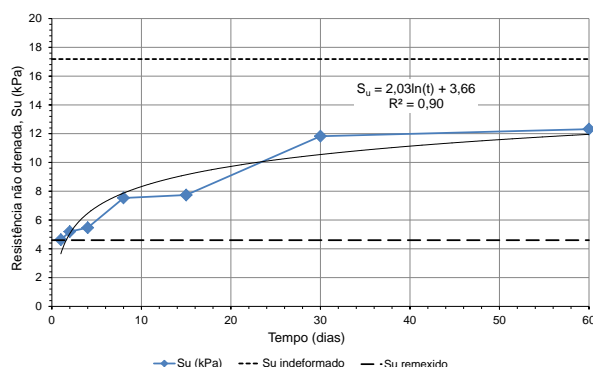
ST1268 F275 15,17



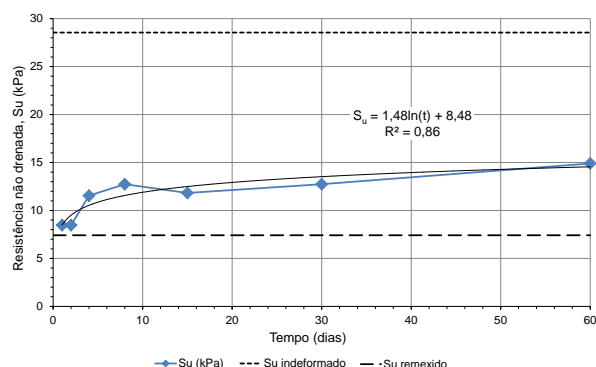
a)



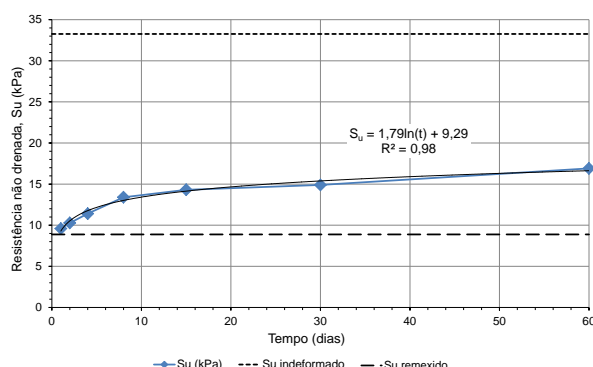
b)



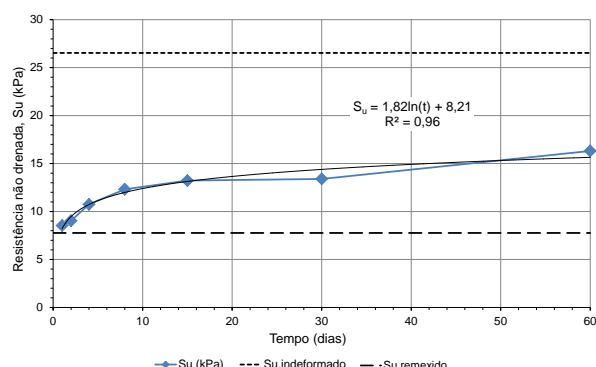
c)



d)



e)



f)

Fig. 4.5 - Representação gráfica do comportamento tixotrópico de amostras da área 3: a) amostra ST1252; b) amostra ST1400; c) amostra ST1563; d) amostra ST1282; e) amostra ST1798; f) amostra ST1268

Analisando os gráficos da Fig. 4.5 é possível verificar que o ensaio correspondente ao 1º dia da amostra ST1252 (Fig. 4.5 a) não foi tido em conta na representação gráfica do comportamento tixotrópico desta argila. Na amostra ST1400 (Fig. 4.5 b) o valor referente ao ensaio do 1º e 2º dia também não foram representados por eventuais erros que ocorreram durante a execução do ensaio,

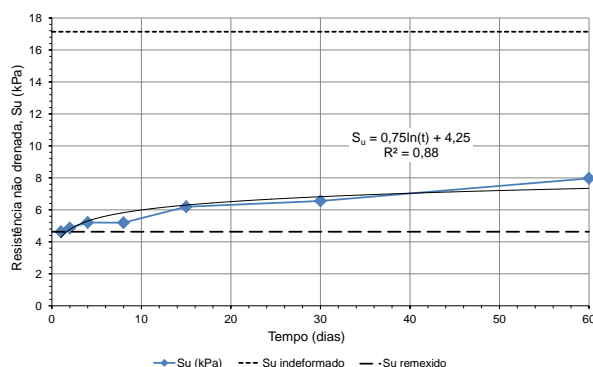
nomeadamente no armazenamento do recipiente a ensaiar. Por observação do gráfico da Fig. 4.5 d) verifica-se que ocorre uma perda de resistência no ensaio realizado no 15º dia o que não deveria acontecer. Este valor é justificado pela troca de cone que se efetuou entre o ensaio do 8º dia e o 15º dia.

4.1.2.4. Análise do comportamento tixotrópico na área 4

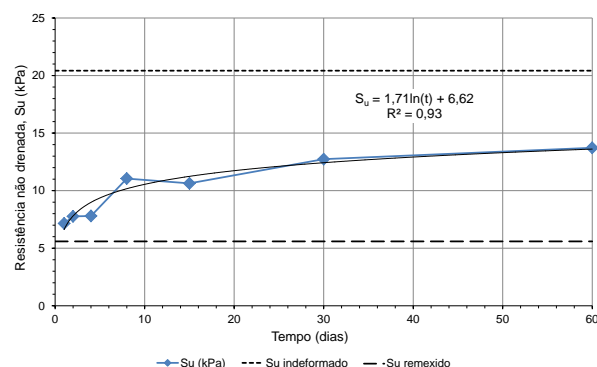
No Quadro 4.4 são identificadas as amostras ensaiadas da área 4 e apresentadas informações como a profundidade de coleta e o furo a que pertencem. É possível verificar que na maioria dos casos são ensaiadas várias amostras do mesmo furo.

Quadro 4.4 - Identificação das amostras ensaiadas na área 4

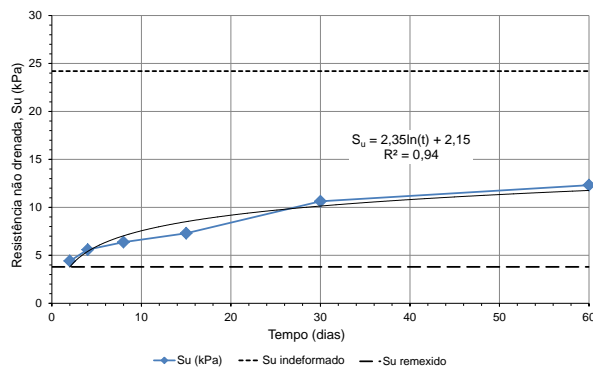
Nº Amostra	Furo	Profundidade (m)
ST1197	F190	4,66
ST1169	F190	10,15
ST1142	F191	11,29
ST1128	F189	11,30
ST1337	F287	12,88
ST1146	F286	14,95
ST1194	F190	14,95
ST1367	F189	15,84
ST1358	F191	15,86
ST1347	F287	18,40



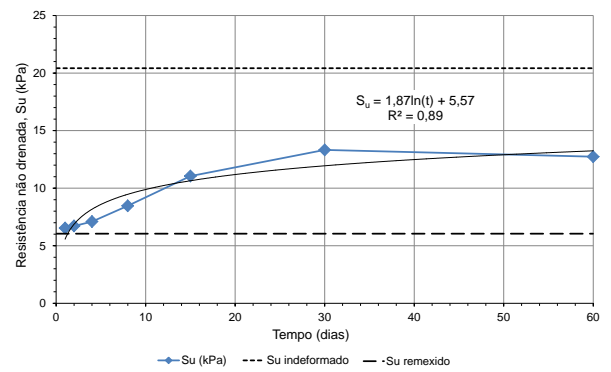
a)



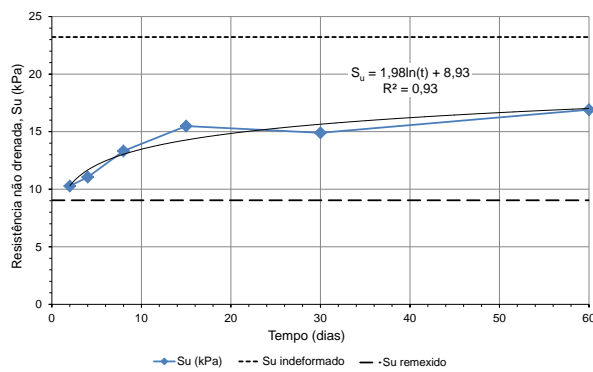
b)



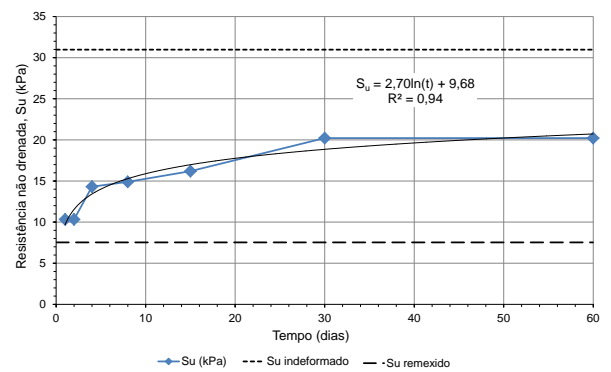
c)



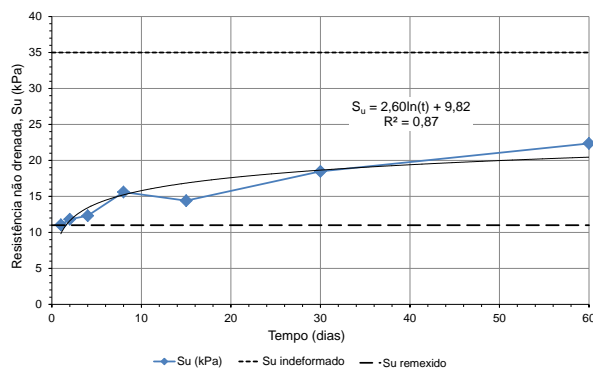
d)



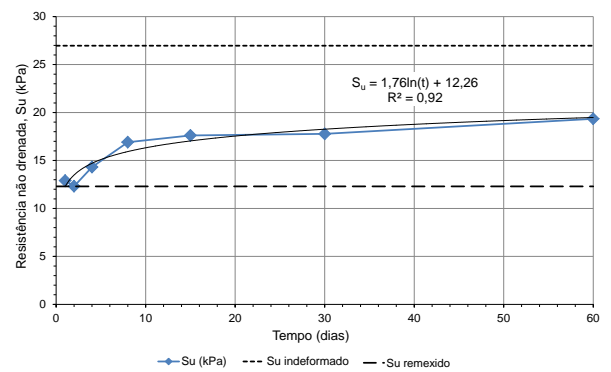
e)



f)



g)



h)

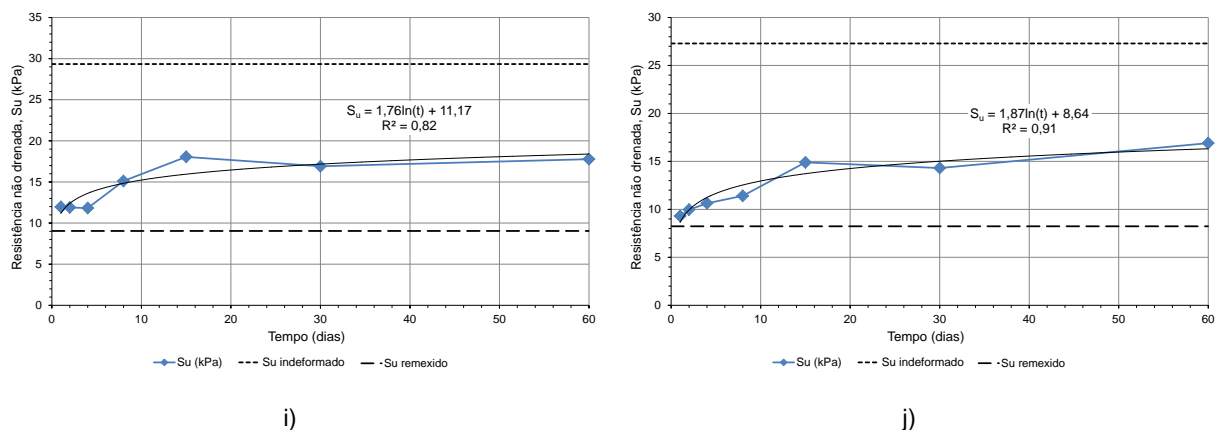


Fig. 4.6 - Representação gráfica do comportamento tixotrópico de amostras da área 4: a) amostra ST1197; b) amostra ST1169; c) amostra ST1142; d) amostra ST1128; e) amostra ST1337; f) amostra ST1146; g) amostra ST1194; h) amostra ST1367; i) amostra ST1358; j) amostra ST1347

Dos dez ensaios realizados nesta área apenas a amostra ST1142 (Fig. 4.6 c) e a amostra ST1337 (Fig. 4.6 e) não apresentam no gráfico todos os pontos referentes aos ensaios realizados, sendo o valor correspondente à resistência obtida no ensaio do 1º dia não representado. Tal se justifica pelos mesmos motivos mencionados na análise das áreas anteriores, ou seja, devido a erros cometidos no armazenamento do provete, como a colocação de cargas sobre o provete ou o fato de não armazenar o provete dentro da câmara húmida o que faz com que o solo perca água e por consequência ganhe resistência.

Observando a Fig. 4.6 verifica-se que a amostra ST1197 (Fig. 4.6 a) apresenta um coeficiente de tixotropia (T_x) bastante baixo o que significa que a argila recupera pouca resistência após ter sido remexida.

Nos pontos em que se verifica que existe uma perda de resistência das argilas deve ser tido em conta que tal valor é justificado pela mudança de cone aquando a realização do ensaio, ou seja, na prática o cone que estava a ser utilizado já atingiu valores de penetração que se encontram fora do intervalo para qual o cone está calibrado o que obriga a que seja utilizado um cone mais leve de forma a obter valores de penetrações dentro desse intervalo. Neste grupo de resultados conclui-se também que a resistência não drenada indeformada máxima que o material ensaiado nesta área apresenta é próxima dos 35kPa, o que é bastante aceitável para argilas.

4.1.2.5. Análise do comportamento tixotrópico na área 5

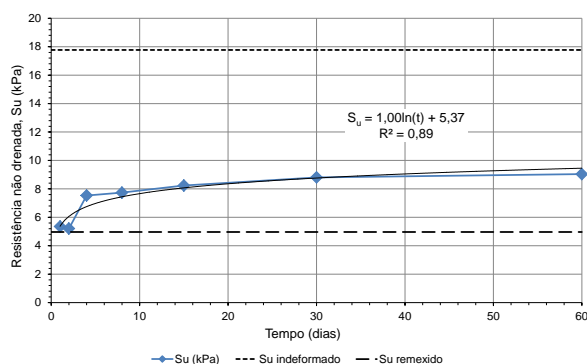
Nesta área foram ensaiadas 9 amostras coletadas a profundidades diferentes como podemos verificar através dos dados fornecidos no Quadro 4.5 onde são identificadas as amostras ensaiadas.

Quadro 4.5 - Identificação das amostras ensaiadas na área 5

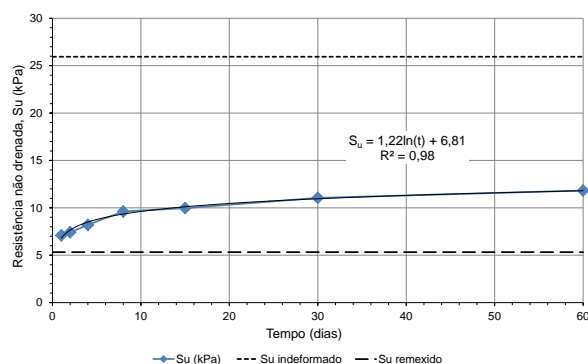
Nº Amostra	Furo	Profundidade (m)
ST1085	F225	4,65
ST1313	F264	8,51
ST1611	F226	9,42
ST1305	F227	10,14
ST1883	F262	11,31
ST1445	F278	14,78
ST1811	F227	14,95
ST1602	F226	15,61
ST1407	F225	15,84

Analisando os gráficos (Fig. 4.7) obtidos após a realização dos ensaios, pode verificar-se que apenas o ponto correspondente ao ensaio do 1º dia da amostra ST1602 (Fig. 4.7 h) não foi considerado para traçar a curva que representa o comportamento tixotrópico dessa amostra.

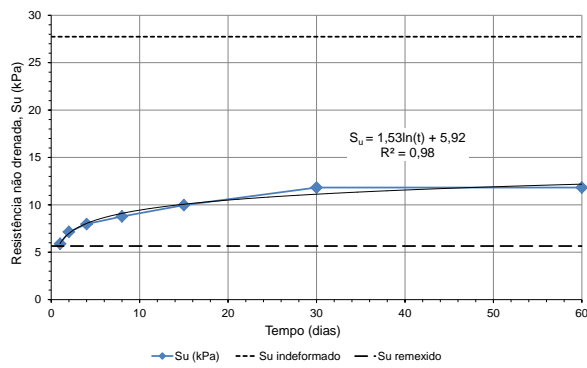
Realizando uma análise global dos nove resultados obtidos é possível concluir que a maioria das argilas apresenta um comportamento bastante semelhante a materiais que assumem um comportamento parcialmente tixotrópico como podemos verificar através da Fig. 2.13 presente no Capítulo 2.



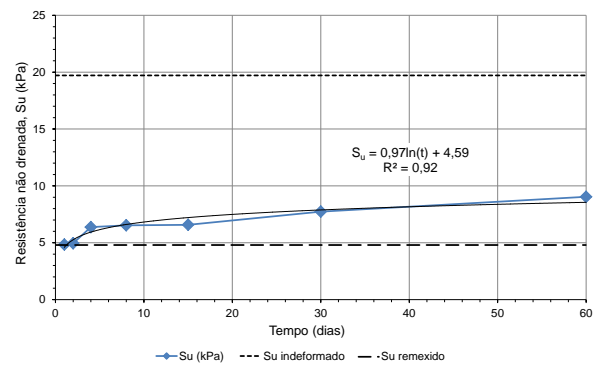
a)



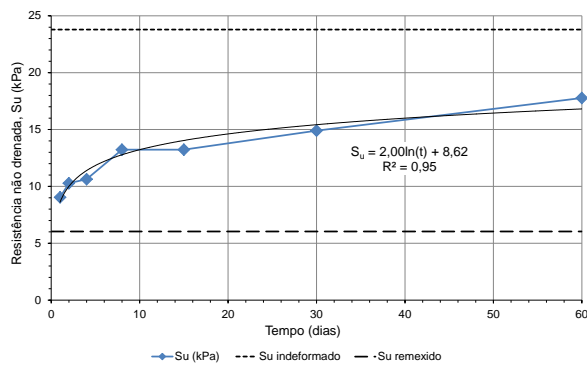
b)



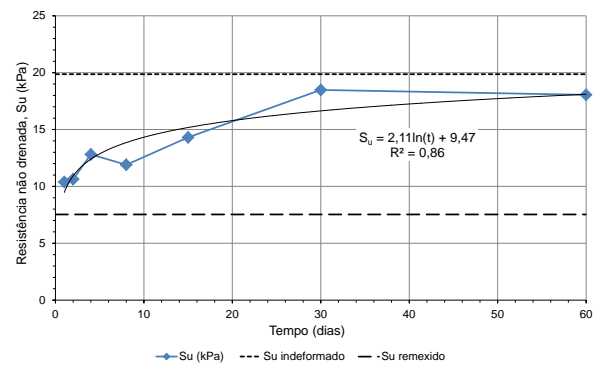
c)



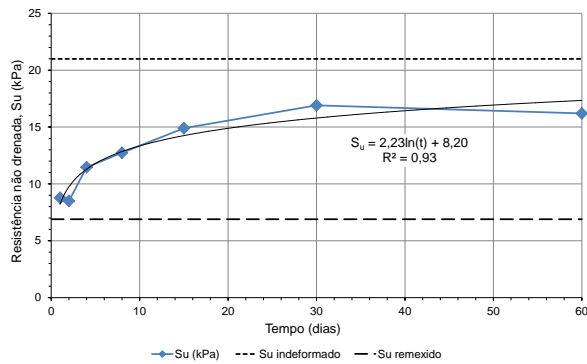
d)



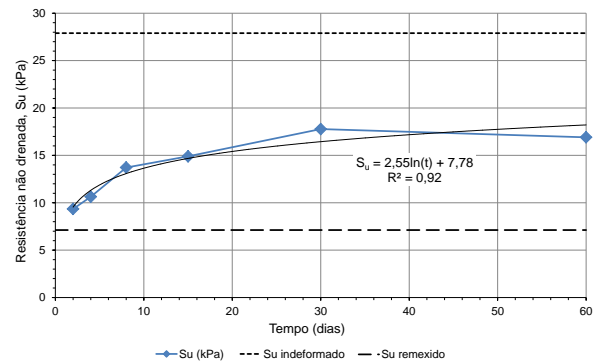
e)



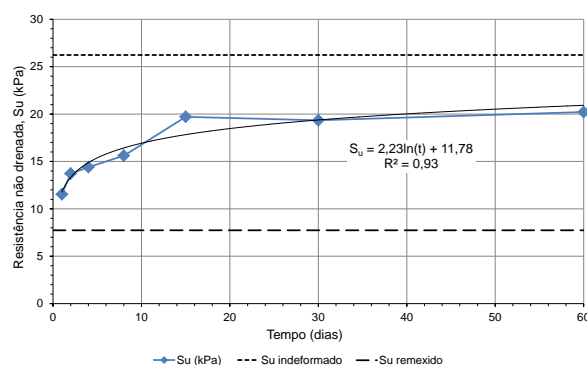
f)



g)



h)



i)

Fig. 4.7 - Representação gráfica do comportamento tixotrópico de amostras da área 5: a) amostra ST1085; b) amostra ST1313; c) amostra ST1611; d) amostra ST1305; e) amostra ST1883; f) amostra ST1445; g) amostra ST1811; h) amostra ST1602; i) amostra ST1407

4.1.2.6 Análise do comportamento tixotrópico na área 6

Nesta área foram realizados 6 ensaios de tixotropia em amostras que apresentam diferentes profundidades de coleta. A identificação das amostras ensaiadas é apresentada no Quadro 4.6 bem como a profundidade a que estas foram coletadas.

Quadro 4.6 - Identificação das amostras ensaiadas na área 6

Nº Amostra	Furo	Profundidade (m)
ST1293	F272	4,66
ST1818	F273	4,66
ST1468	F274	4,86
ST1318	F272	10,13
ST1825	F273	10,14
ST1915	F272	14,91

Realizando uma análise global dos resultados obtidos nos 6 ensaios (Fig. 4.8) é possível concluir que nesta área os coeficientes tixotrópicos obtidos são relativamente baixos, ou seja, o material não recupera muita resistência após ter sido remexido.

A curva que representa o comportamento tixotrópico da amostra ST1468 (Fig. 4.8 c) não apresenta os pontos referentes ao ensaio do 1º e 2º dia, tal como a curva do ensaio da amostra ST1915 (Fig. 4.8 f) o valor da resistência obtida no 1º dia de ensaio, uma vez que os valores obtidos apresentavam um comportamento bastante distinto dos valores obtidos nos restantes ensaios realizados ao longo do tempo. Como já foi mencionado nas análises anteriores, estes valores distintos podem resultar de erros cometidos no momento de armazenamento do provete.

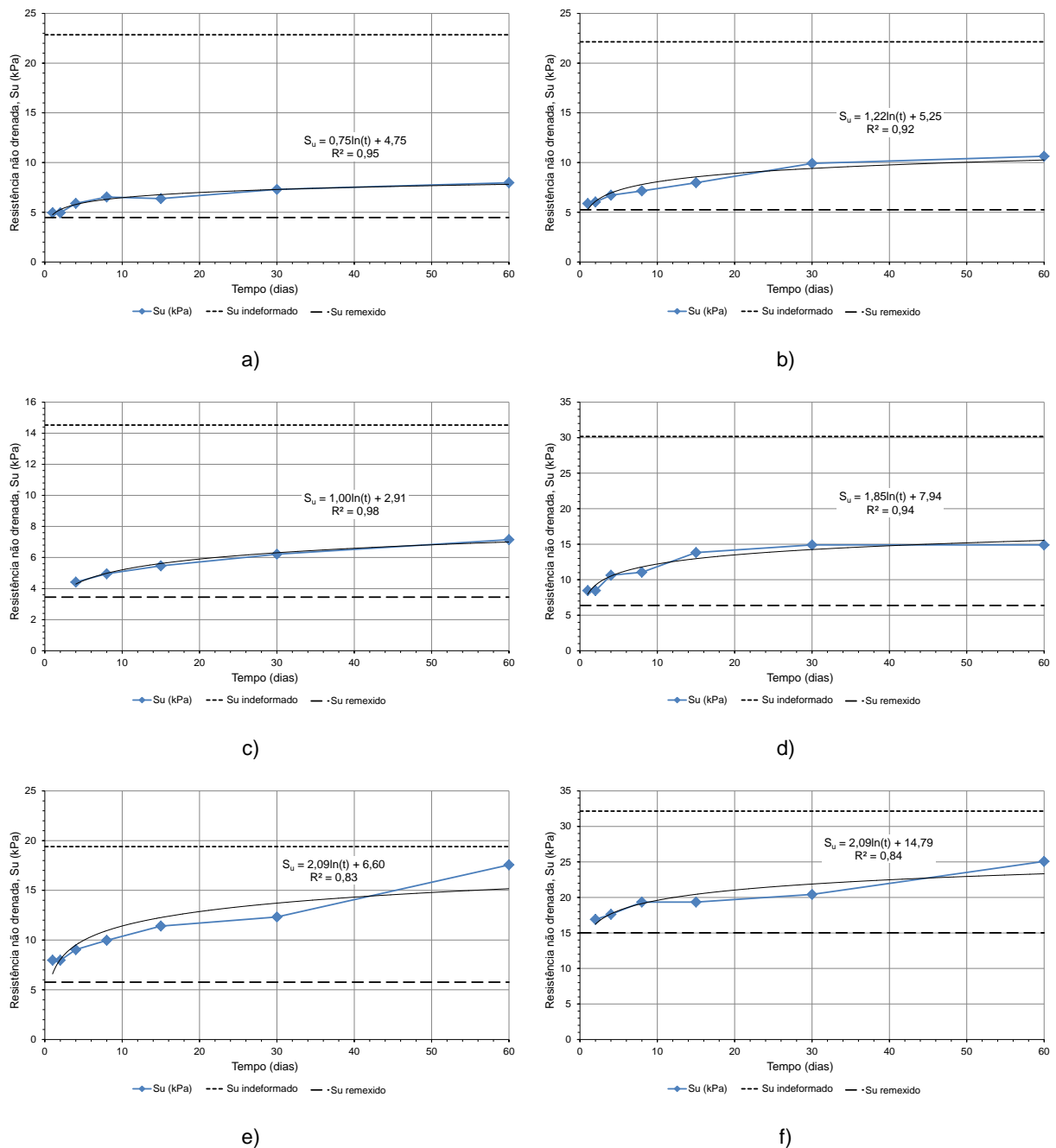


Fig. 4.8 – Representação gráfica do comportamento tixotrópico de amostras da área 6: a) amostra ST1293; b) amostra ST1818; c) amostra ST1468; d) amostra ST1318 e) amostra ST1825; f) amostra ST1915.

Tal como se verificou nas áreas anteriores também nesta se conclui que o ganho de resistência que a argila sofre a partir do 30º dia é muito reduzido, sendo que o valor de resistência obtido no ensaio realizado no 60º dia não é muito diferente do valor obtido ao 30º dia.

4.1.2.7. Principais conclusões

Com a análise das diversas amostras ensaiadas nas diferentes áreas é possível verificar que ocorre um maior crescimento da resistência nos primeiros 15 dias em que as amostras se encontram em repouso.

A partir do 30º dia de repouso a resistência começa a manter-se constante não sendo verificada uma grande alteração desta na transição dos 30 para os 60 dias. Tal evidência permite concluir que os ensaios de tixotropia não necessitam ser realizados por um período tão longo.

Através da Equação (4.1) que se obtêm pelo ajuste da linha de tendência com a curva que representa o comportamento tixotrópico do solo, é determinado um parâmetro, o qual denominamos de coeficiente de tixotropia (T_x), que nos permite ter uma noção da capacidade que a argila apresenta para recuperar resistência ao longo do tempo após ter sido remexida. Assim, quanto maior o valor do coeficiente de tixotropia maior será o ganho de resistência que solo apresentará ao longo do tempo. Deve ainda ser tido em conta que o valor conseguido na Equação 4.1 referente ao S_{u0} corresponde a um valor próximo e não exato da resistência não drenada apresentada pela amostra quando remexida.

$$S_u = T_x \cdot \ln\left(\frac{t_f}{t_i}\right) + S_{u0} \quad (4.1)$$

O solo pode apresentar dois tipos de comportamento. Um comportamento puramente tixotrópico ou parcialmente tixotrópico, no entanto é bastante complicado encontrar solos puramente tixotrópicos, pois é extremamente difícil recuperar na totalidade a resistência não drenada de um solo após este ter sido remexido pois a estrutura que as partículas apresentavam inicialmente não volta a ser recuperada. Assim, como já era de esperar todas as amostras ensaiadas apresentam um comportamento parcialmente tixotrópico, pois apenas recuperam parte de sua resistência.

No Anexo 2 são apresentados gráficos com o valor da resistência não drenada indeformada das várias amostras em função da profundidade, de cada uma das seis áreas.

4.1.3. ANÁLISE DO GANHO DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA EM FUNÇÃO DA HUMIDADE

Neste trabalho foi realizada também uma análise referente ao ganho de resistência não drenada em função da humidade, ou seja, tentar perceber se a resistência que o solo vai ganhando se deve à tixotropia ou à perda de humidade.

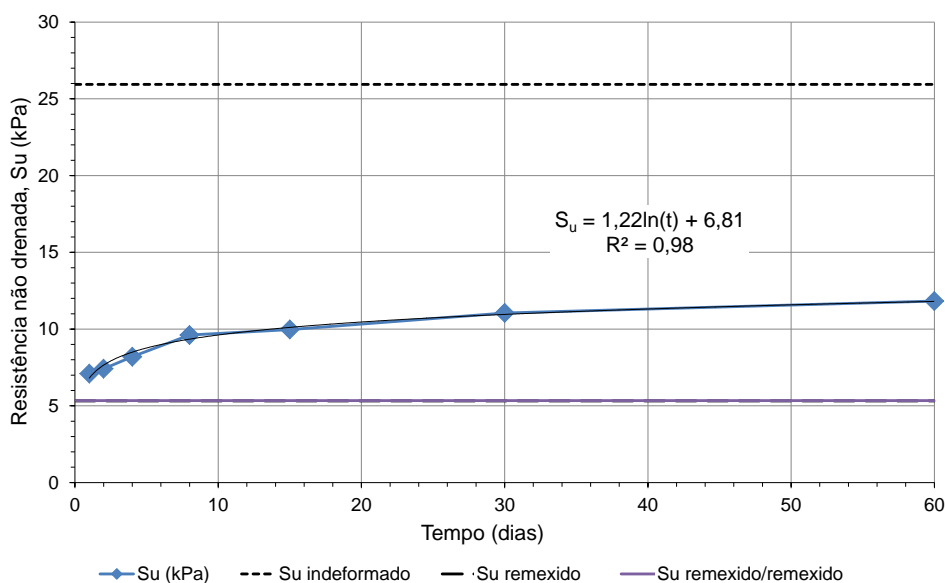


Fig. 4.9 - Representação gráfica do comportamento tixotrópico em função do tempo

Esta análise é bastante importante e fundamental pois o estudo da tixotropia implica que o ganho de resistência do solo ao longo do tempo se verifique devido à capacidade que este tem em estabelecer novamente as suas ligações entre as partículas levando a que ocorra um ganho de resistência e não que o ganho verificado seja devido à perda de humidade. Assim em todas as amostras e em todos os ensaios realizados foi calculada uma resistência a que chamamos de resistência remexida-remexida. Esta resistência é obtida amolgando o provete já ensaiado e realizando novamente o ensaio de *fall cone*. Ou seja, o ensaio correspondente a determinado dia é realizado normalmente e de seguida o solo é remexido com o auxílio de uma espátula de forma a quebrar as ligações do solo e aí o ensaio é novamente realizado. O que se verificou foi que a resistência obtida era igual à resistência não drenada remexida obtida no tempo zero, como se pode pelo gráfico apresentado na Fig. 4.9. Visto que se verificou que ao longo dos 60 dias esta resistência remexida-remexida não se alterou é fácil entender então que o ganho de resistência que se deu no solo não foi devido à perda de humidade mais sim ao comportamento tixotrópico do solo.

4.2. CONSOLIDAÇÃO

4.2.1. PARÂMETROS CALCULADOS PELO ENSAIO EDOMÉTRICO

Neste ponto são apresentados alguns dos parâmetros que podem ser determinados segundo o ensaio edométrico. A análise será feita de forma que se comparem os valores de diferentes amostras coletas à mesma profundidade.

4.2.1.1. Coeficiente de Consolidação Vertical

O coeficiente de consolidação vertical (c_v) é um parâmetro utilizado para descrever a consolidação que determinado solo sofre quando submetido a uma tensão. Este varia com a permeabilidade e compressibilidade do solo e pode ser calculado segundo dois métodos, o método de Casagrande (1936) e o método de Taylor (1942), descritos no capítulo 2. No entanto, no presente trabalho os

valores do coeficiente de consolidação apresentados foram obtido segundo o método de Casagrande (1936).

Os valores obtidos são apresentados em tabelas que agrupam as amostras que apresentam a mesma profundidade de coleta. Os valores de coeficiente de consolidação vertical (c_v) apresentados são apenas referentes a algumas das áreas em estudo pois este parâmetro não é necessário para o estudo a que o presente trabalho se propõe. De qualquer forma, e visto que o ensaio edométrico nos fornece este parâmetro tal é apresentado com a intenção de fornecer informação sobre o solo estudado.

Quadro 4.7 – Coeficientes de consolidação de amostras com profundidade média de 3,20m

Profundidade média: 3,20m		
Área	Amostra	c_v (cm ² /s)
1	C1512	2,0E-04
3	C1937	1,8E-04

Quadro 4.8 – Coeficientes de consolidação de amostras com profundidade média de 4,11m

Profundidade média: 4,11m		
Área	Amostra	c_v (cm ² /s)
1	C1443	1,8E-04
	C1869	4,1E-04

Quadro 4.9 – Coeficientes de consolidação de amostras com profundidade média de 7,77m

Profundidade média: 7,77m		
Área	Amostra	c_v (cm ² /s)
1	C1490	3,1E-04
	C1559	7,4E-04
2	C1880	5,7E-04
3	C1279	6,9E-09
	C1548	6,0E-04
	C1273	1,7E-04
	C1396	1,6E-04

Quadro 4.10 - Coeficientes de consolidação de amostras com profundidade média de 12,34m

Profundidade média: 12,34m		
Área	Amostra	c_v (cm ² /s)
1	C1481	6,0E-04
	C1859	4,1E-04
3	C1281	5,0E-04
	C1377	3,2E-04

Quadro 4.11 – Coeficientes de consolidação de amostras com profundidade média de 16,00m

Profundidade média: 16,00m		
Área	Amostra	c_v (cm ² /s)
1	C1837	1,4E-03
2	C1913	1,1E-03
3	C1257	8,3E-04
	C1376	1,5E-03
	C1553	3,1E-05

Quadro 4.12 – Coeficientes de consolidação de amostras com profundidade média de 16,91m

Profundidade média: 16,91m		
Área	Amostra	c_v (cm ² /s)
1	C1789	1,6E-04
3	C1277	2,5E-04

4.2.1.2. Índice de Recompressibilidade, (C_r)

O índice de recompressibilidade (C_r) é um parâmetro referente à consolidação primária. Quando a amostra é retirada do solo para ser ensaiada em laboratório ocorre um alívio das tensões a que este estava sujeito havendo uma ligeira expansão. Com o início do ensaio o solo sofre uma recompressão que ocorre até uma tensão característica que representa a tensão máxima a que o solo já esteve sujeito. Assim, pelo declive do primeiro trecho da curva obtida no ensaio edométrico, representa na Fig. 4.10, obtemos o índice de recompressibilidade (C_r) do solo.

4.2.1.3. Índice de Compressibilidade, (C_c)

O índice de compressibilidade (C_c) é um parâmetro também correspondente à consolidação primária e é obtido pelo declive do ramo virgem da curva, Fig. 4.10. Este representa a razão entre a variação do índice de vazios e a variação da tensão efetiva vertical do solo.

4.2.1.4. Índice de Expansibilidade, (C_s)

Durante o ensaio de consolidação existe uma fase de descarregamento no solo. Pelo declive do ramo que representa este descarregamento, Fig. 4.10, obtemos o índice de expansibilidade (C_s) que nos dá a informação da expansão que o solo apresenta quando descomprimido.

Com base na ilustração da curva obtida no ensaio edométrico (Fig. 4.10) é possível compreender como são obtidos os índices mencionados anteriormente.

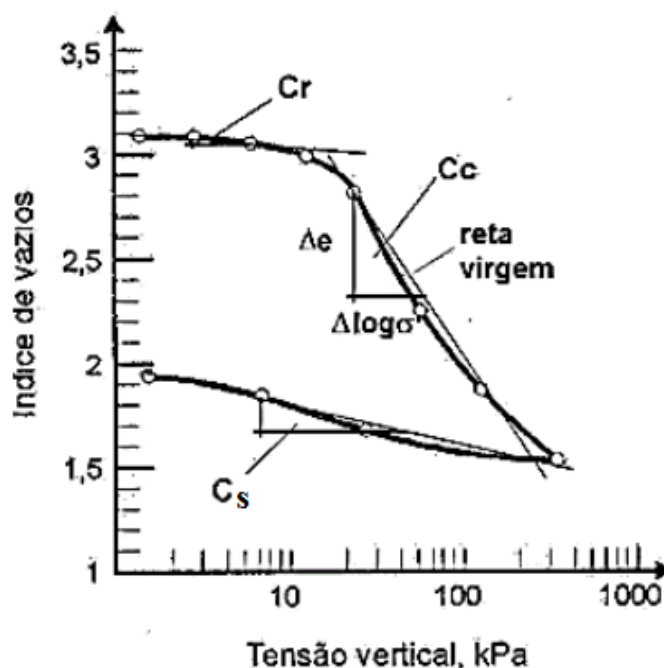


Fig. 4.10 - Ilustração da determinação dos índices de recompressibilidade, compressibilidade e expansibilidade, (apontamentos da Universidade Católica de Goiás).

4.2.1.5. Tensão de Pré-Consolidação

A tensão de pré – consolidação (σ'_p) corresponde à tensão máxima vertical que o solo já suportou. Em algumas situações, em especial em maciços mais antigos, após um primeiro carregamento pode ter ocorrido uma descarga devido à remoção por erosão de camadas sedimentares subjacentes, assim, em situações como estas a tensão efetiva vertical de repouso (σ'_{v0}) é inferior à máxima tensão efetiva já instalada no solo, σ'_p . A solos com estas características denominamos de sobreconsolidados.

Solos normalmente consolidados são solos que apresentam o mesmo valor para a tensão de pré-consolidação e para a tensão efetiva vertical.

Neste trabalho os valores foram obtidos segundo o método de Pacheco Silva (1970) mencionado no Capítulo 2 no ponto 2.3.2.1.

Nas seguintes tabelas são apresentados os valores dos índices mencionados anteriormente bem como a tensão de pré-consolidação de cada uma das amostras ensaiadas. Esta informação está agrupada segundo a profundidade que as amostras apresentam e os valores apresentados são referentes apenas às áreas 1, 2 e 3.

Quadro 4.13 – Parâmetros obtidos pelo ensaio de adensamento em amostras com profundidade média de 3,20m

Profundidade média: 3,20m					
Área	Amostra	Cs	Cr	Cc	σ'_p (kPa)
1	C1512	0,12	0,12	0,82	18
3	C1937	0,13	0,06	0,87	16

Analisando o Quadro 4.13 é possível perceber que à profundidade de 3.20m as amostras da área 1 e 3 ensaiadas apresentam valores bastante semelhantes relativamente aos parâmetros analisados.

Quadro 4.14 – Parâmetros obtidos pelo ensaio de adensamento em amostras com profundidade média de 4,11m

Profundidade média: 4,11m					
Área	Amostra	Cs	Cr	Cc	σ'_p (kPa)
1	C1443	0,10	0,08	0,70	22
	C1869	0,20	0,08	0,79	15

Quadro 4.15 – Parâmetros obtidos pelo ensaio de adensamento em amostras com profundidade média de 7,77m

Profundidade média: 7,77m					
Área	Amostra	Cs	Cr	Cc	σ'_p (kPa)
1	C1490	0,14	0,06	0,83	35
	C1559	0,12	0,04	0,93	36
2	C1880	0,05	0,13	0,68	40
3	C1279	0,11	0,04	0,76	80
	C1548	0,04	0,01	0,65	150
	C1273	0,07	0,04	0,77	160
	C1396	0,11	0,03	0,78	45

Comparando os valores obtidos das amostras ensaiadas com a profundidade de 7,77m verifica-se que não é possível realizar uma análise global pois de área para área os valores apresentam uma grande

variação. No entanto, focando a análise apenas por área verifica-se que os valores de cada parâmetro são aproximadamente iguais para as diferentes amostras dentro da mesma área.

Quadro 4.16 – Parâmetros obtidos pelo ensaio de adensamento em amostras com profundidade média de 12,34m

Profundidade média: 12,34m					
Área	Amostra	Cs	Cr	Cc	σ'_p (kPa)
1	C1481	0,06	0,04	0,41	52
	C1859	0,11	0,04	0,61	55
3	C1281	0,17	0,15	0,72	50
	C1377	0,12	0,10	0,62	60

Quadro 4.17 – Parâmetros obtidos pelo ensaio de adensamento em amostras com profundidade média de 16,00m

Profundidade média: 16,00m					
Área	Amostra	Cs	Cr	Cc	σ'_p (kPa)
1	C1837	0,11	0,11	0,61	62
2	C1913	0,09	0,10	0,60	71
3	C1257	0,10	0,07	0,65	60
	C1376	0,08	0,00	0,62	80
	C1553	0,10	0,21	0,86	65

Quadro 4.18 – Parâmetros obtidos pelo ensaio de adensamento em amostras com profundidade média de 16,91m

Profundidade média: 16,91m					
Área	Amostra	Cs	Cr	Cc	σ'_p (kPa)
1	C1789	0,04	0,11	0,91	110
3	C1277	0,14	0,12	0,74	85

Elaborando uma análise geral com base nos diferentes quadros, pode concluir-se que os valores obtidos variam bastante de área para área independentemente das amostras ensaiadas apresentarem a mesma profundidade de amostragem.

4.2.1.6. Coeficiente de Consolidação Secundária

Tal como já foi descrito no Capítulo 3, no ponto 3.3.3 o coeficiente de consolidação secundária neste trabalho foi calculado segundo o método de Casagrande (1936). Desta forma, serão apresentados de seguida os coeficientes de consolidação secundária obtidos em várias amostras das 6 diferentes áreas analisadas. De forma a facilitar a análise dos resultados obtidos, estes são apresentados em quadros que agrupam as várias amostras das diferentes áreas consoante a profundidade média de coleta que estas apresentam.

No Anexo 3 é possível observar três curvas obtidas nos ensaios edométricos realizados, com o intuito de exemplificar o tipo de curva obtido com a execução deste ensaio.

Quadro 4.19 – Coeficientes de consolidação secundária de amostras com profundidade média de 3,20m

Profundidade média: 3,20m		
Área	Amostra	C α
1	C1512	0,19
3	C1937	0,13

A uma profundidade média de 3,20 metros apenas numa amostra da área 1 e 3 foi realizado o ensaio edométrico.

Quadro 4.20 – Coeficientes de consolidação secundária de amostras com profundidade média de 4,11m

Profundidade média: 4,11m		
Área	Amostra	C α
1	C1443	0,20
	C1869	0,17
5	C1310	0,18
	C1600	0,16

Por análise do Quadro 4.19 e

Quadro 4.20 observa-se que a determinadas profundidades não foram ensaiadas amostras em toda a área em estudo.

Quadro 4.21 – Coeficientes de consolidação secundária de amostras com profundidade média de 7,77m

Profundidade média: 7,77m		
Área	Amostra	C α
1	C1490	0,17

	C1559	0,15
2	C1880	0,12
3	C1279	0,18
	C1548	0,10
	C1273	0,05
	C1396	0,12
4	C1189	0,18
	C1346	0,21
	C1144	0,18
	C1810	0,12
5	C1100	0,19
	C1582	0,12
	C1287	0,19
	C1210	0,14
6	C1816	0,20
	C1466	0,20

A profundidade de 7,77m apresentada no Quadro 4.21 é a profundidade que nos permite efetuar uma análise mais completa, pois é a única profundidade que apresenta ensaios em todas as áreas na qual a extensão total em estudo se encontra dividida.

Os valores obtidos oscilam entre 0,05 e 0,21 sendo que se verifica uma predominância dos valores entre o intervalo de 0,18 e 0,20.

Quadro 4.22 – Coeficientes de consolidação secundária de amostras com profundidade média de 12,34m

Profundidade média: 12,34m		
Área	Amostra	C α
1	C1481	0,13
	C1859	0,16
3	C1281	0,24
	C1377	0,10
4	C1158	0,20
	C1183	0,20
	C1185	0,14

	C1339	0,12
5	C1120	0,14
	C1336	0,15
6	C1485	0,20

Quadro 4.23 – Coeficientes de consolidação secundária de amostras com profundidade média de 16,00m

Profundidade média: 16,00m		
Área	Amostra	C_{α}
1	C1837	0,12
2	C1913	0,09
3	C1257	0,07
	C1376	0,12
	C1553	0,19
4	C1152	0,12
	C1359	0,17
	C1833	0,21
5	C1602	0,18

Quadro 4.24 – Coeficientes de consolidação secundária de amostras com profundidade média de 16,91m

Profundidade média: 16,91m		
Área	Amostra	C_{α}
1	C2039	0,15
	C1789	0,18
3	C1277	0,11
5	C1121	0,19
	C1225	0,18
	C1256	0,13
	C1288	0,15

Mesri & Godlewski (1977) propuseram uma equação (Equação 4.2), utilizada no estudo de argilas, que relaciona o coeficiente de consolidação secundária (C_{α}) com o índice de compressibilidade (C_c).

$$C_{\alpha} = (0.03 - 0.06). C_c \quad (4.2)$$

Com base nessa relação conseguimos verificar que os coeficientes de consolidação secundário (C_{α}) obtidos são muito elevados para valores característicos de solos moles.

Os resultados obtidos podem ser justificados pela composição granulométrica do solo, isto é, visto que o solo apresenta grande percentagem de silte na sua constituição, este pode ser o responsável pelo comportamento que o solo apresenta relativamente à consolidação secundária.

5

DISCUSSÃO DE RESULTADOS

5.1. ANÁLISE ESTATÍSTICA E TESTE DE HIPÓTESES

No ponto 1 deste capítulo são efetuadas várias análises estatísticas de forma a retirar algumas conclusões sobre os diversos valores obtidos nos ensaios realizados. Os parâmetros analisados são a sensibilidade, o coeficiente de tixotropia e o coeficiente de consolidação secundária, mas neste subcapítulo os dados são agrupados de 3 formas diferentes (entre amostradores, entre áreas e na extensão total da área em estudo que vamos denominar de bacia) com o intuito de retirar algumas conclusões estatísticas sobre esses conjuntos de dados.

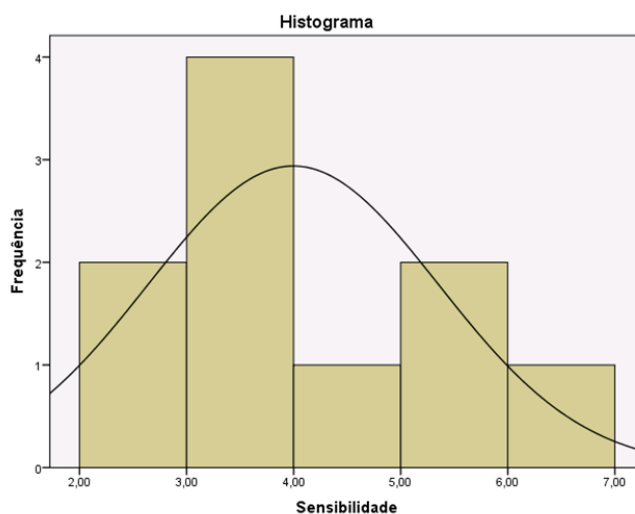
5.1.1. ENTRE AMOSTRADORES

Inicialmente é realizada uma análise entre amostradores, ou seja, são condensados dados de 5 diferentes amostradores das várias áreas e é feita uma análise estatística sobre esse conjunto de elementos. Em cada um dos 5 amostradores escolhidos para analisar são selecionadas duas amostras em cada um, sendo o conjunto de amostras constituído por 10 elementos que estão apresentados no Anexo A4.1.

Com o auxílio do *software SPSS* são inicialmente calculados parâmetros como a média a mediana o desvio de padrão do conjunto de dados e, de seguida, é efetuado um teste de hipóteses de forma a concluir se o conjunto de dados se apresenta como uma distribuição normal.

Quando se realiza o teste de hipótese a partir do *SPSS*, o *software* permite-nos obter um resultado segundo o modelo de Kolmogorov-Smirnov e outro segundo o modelo de Shapiro-Wilk. Como o modelo de Kolmogorov-Smirnov é aconselhado para amostras com 30 ou mais elementos, nesta análise vamos usar como resultado o valor obtido segundo a análise Shapiro-Wilk uma vez que, o nosso conjunto apenas apresenta 10 elementos.

Dados Descritivos			
			Erro Padrão
Sensibilidade	Média		3,996
	95% Intervalo de Confiança	Limite inferior	3,025
		Limite superior	4,967
	5% da média aparada		3,964
	Mediana		3,480
	Variância		1,843
	Desvio Padrão		1,357
	Mínimo		2,190
	Máximo		6,380
	Intervalo		4,190
	Intervalo interquartil		2,115
	Assimetria		0,701
	Curtose		-0,507
			0,687



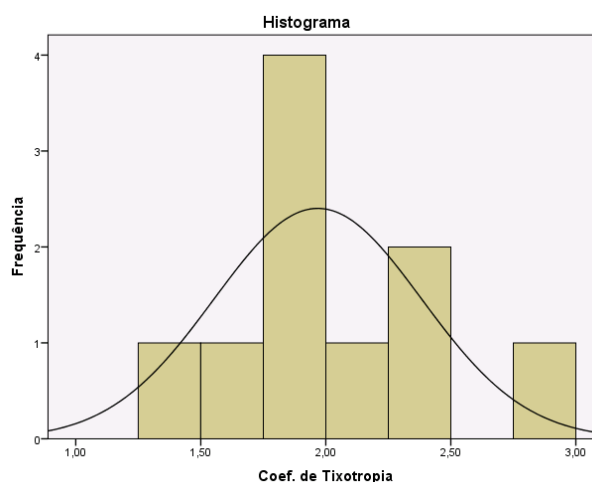
Testes de Normalidade						
Sensibilidade	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estatística	df	Sig.	Estatística	df	Sig.
	,232	10	,137	,921	10	,367

a. Correlação de Significância de Lilliefors

Fig. 5.1 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de sensibilidade na análise entre amostradores

Com os resultados fornecidos pelo *software* que se encontram ilustrados na Fig. 5.1 verificamos que o valor-p (representado como Sig. na tabela fornecida pelo programa) apresenta um valor superior a 0,05 (célula colorida) o que nos deixa concluir que o conjunto de elementos analisado se apresenta como uma distribuição normal.

Dados Descritivos			
			Erro Padrão
Coef. de Tixotropia	Média		1,968
	95% Intervalo de Confiança	Limite inferior	1,671
		Limite superior	2,265
	5% da média aparada		1,961
	Mediana		1,845
	Variância		0,172
	Desvio Padrão		0,415
	Mínimo		1,300
	Máximo		2,760
	Intervalo		1,460
	Intervalo interquartil		0,575
	Assimetria		0,474
	Curtose		0,350
			1,334



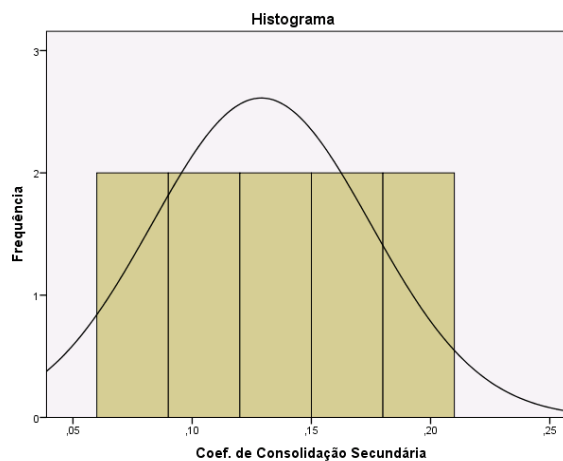
Testes de Normalidade						
Coef. de Tixotropia	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estatística	df	Sig.	Estatística	df	Sig.
	,193	10	,200*	,959	10	,772

*. Este é um limite inferior da significância verdadeira.

a. Correlação de Significância de Lilliefors

Fig. 5.2 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de tixotropia na análise entre amostradores

Dados Descritivos			
			Erro Padrão
Coef. de Consolidação Secundária	Média		0,129
	95% Intervalo de Confiança	Limite inferior	0,096
		Limite superior	0,162
	5% da média aparada		0,128
	Mediana		0,125
	Variância		0,002
	Desvio Padrão		0,046
	Mínimo		0,070
	Máximo		0,200
	Intervalo		0,130
	Intervalo interquartil		0,075
	Assimetria		0,236
	Curtose		-1,068
			1,334



Testes de Normalidade						
Coef. de Consolidação Secundária	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estatística	df	Sig.	Estatística	df	Sig.
	,137	10	,200*	,943	10	,586

*. Este é um limite inferior da significância verdadeira.

a. Correlação de Significância de Lilliefors

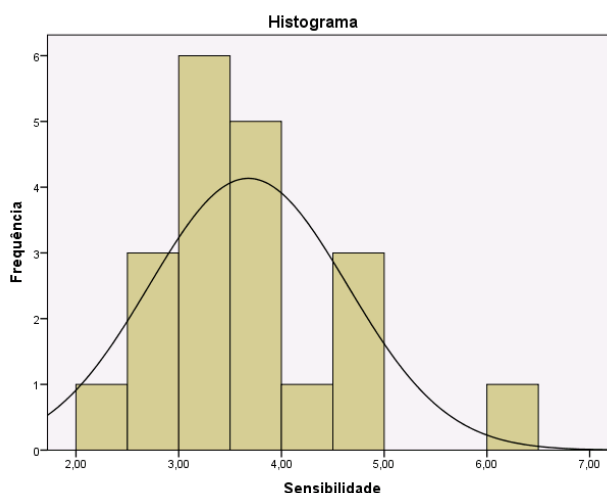
Fig. 5.3 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de consolidação secundária na análise entre amostradores

Após efetuar a análise estatística dos 3 parâmetros em estudo (a sensibilidade, o coeficiente de tixotropia e o coeficiente de consolidação secundária) verifica-se que todos apresentam uma distribuição normal, uma vez que o valor de “Sig.” obtido é superior a 0,05. O fato dos 3 parâmetros em estudo se apresentarem como distribuições normais é possível utilizar os valores das médias calculadas em cada um dos parâmetros para representar o conjunto de dados analisado.

5.1.2. ENTRE ÁREAS

De seguida é realizada a mesma análise, mas desta vez entre áreas. O conjunto de dados sobre o qual incide a análise estatística, Anexo A4.2, foi obtido selecionando os dados correspondente a 3 das 6 áreas na qual a extensão total em estudo foi dividida. O conjunto de dados analisado apresenta 20 elementos, logo, na análise do teste de hipóteses o resultado a considerar é o valor-p (“Sig.”) obtido segundo o modelo de Shapiro-Wilk (célula identificada a cor).

Dados Descritivos			
		Estatística	Erro Padrão
Sensibilidade	Média	3,678	0,216
	95% Limite Intervalo de Confiança inferior	3,226	
	superior	4,129	
	5% da média aparada	3,610	
	Mediana	3,485	
	Variância	0,931	
	Desvio Padrão	0,965	
	Mínimo	2,190	
	Máximo	6,380	
	Intervalo	4,190	
	Intervalo interquartil	0,993	
	Assimetria	1,139	0,512
	Curtose	2,017	0,992



Testes de Normalidade						
Sensibilidade	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estatística	df	Sig.	Estatística	df	Sig.
	,143	20	,200*	,928	20	,143

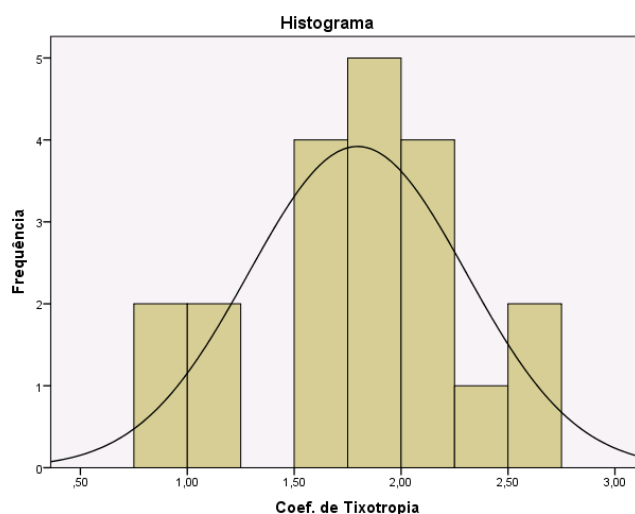
*. Este é um limite inferior da significância verdadeira.

a. Correlação de Significância de Lilliefors

Fig. 5.4 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de sensibilidade na análise entre áreas

Analisando os resultados fornecidos pelo SPSS (Fig. 5.4) é possível verificar que o valor médio da sensibilidade das áreas analisadas pelo software é 3,678. Tendo em conta que o valor-p (“Sig.”) é superior a 0,05 e como tal o conjunto de valores se apresenta como uma distribuição normal o valor médio obtido pode ser utilizado para caracterizar a sensibilidade do solo que constitui as 3 áreas.

Dados Descritivos			
		Estatística	Erro Padrão
Coef. de Tixotropia	Média	1,796	0,114
	95% Intervalo de Confiança	Limite inferior	1,558
		Limite superior	2,034
	5% da média aparada	1,809	
	Mediana	1,815	
	Variância	0,259	
	Desvio Padrão	0,509	
	Mínimo	0,750	
	Máximo	2,600	
	Intervalo	1,850	
	Intervalo interquartil	0,625	
	Assimetria	-0,486	0,512
	Curtose	-0,200	0,992



Testes de Normalidade						
Coef. de Tixotropia	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estatística	df	Sig.	Estatística	df	Sig.
	,183	20	,078	,953	20	,416

a. Correlação de Significância de Lilliefors

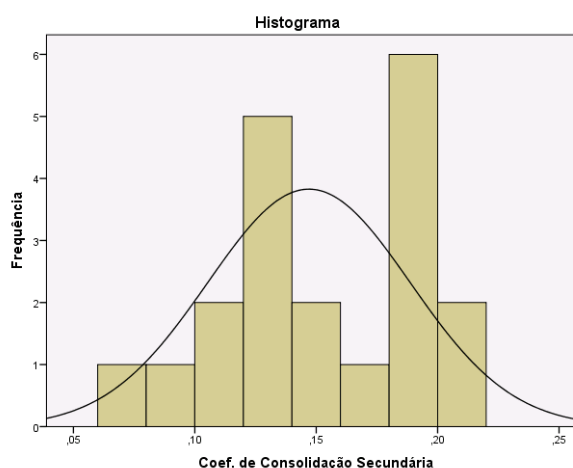
Fig. 5.5 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de tixotropia na análise entre áreas

Tal como na análise entre amostradores também na análise entre áreas é realizado um estudo estatístico do parâmetro representativo da tixotropia (o coeficiente de tixotropia) e da consolidação secundária (o coeficiente da consolidação secundária) apresentado na Fig. 5.5 e Fig. 5.6 respetivamente.

Analisando os resultados obtidos em cada uma das análises é verificado que o valor-p obtido na análise do coeficiente de tixotropia é igual a 0,416, ou seja, superior a 0,05 o que permite considerar que a distribuição é normal. Assim os dados descritivos que resultam da análise deste parâmetro podem ser utilizados para caracterizar as 3 áreas que constituem o conjunto de dados. A mesma análise é realizada no estudo estatístico do coeficiente de consolidação secundária (Fig. 5.6) onde se retira a mesma conclusão, uma vez que o valor-p é superior a 0,05.

Desta forma e visto que os 3 parâmetros analisados estatisticamente se apresentam como distribuições normais é possível utilizar os dados descritivos obtidos para representar o conjunto de elementos estudado (parâmetros obtidos nas 3 áreas).

Dados Descritivos			
			Erro Padrão
Coef. de Consolidação Secundária	Média		0,147
	95% Intervalo de Confiança	Limite inferior	0,127
		Limite superior	0,167
	5% da média aparada		0,148
	Mediana		0,140
	Variância		0,002
	Desvio Padrão		0,042
	Mínimo		0,070
	Máximo		0,210
	Intervalo		0,140
	Intervalo interquartil		0,068
	Assimetria		-0,142
	Curtose		-1,257
			0,992



Testes de Normalidade						
Coef. de Consolidação Secundária		Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk	
		Estatística	df	Sig.	Estatística	df
		,186	20	,069	,931	20

a. Correlação de Significância de Lilliefors

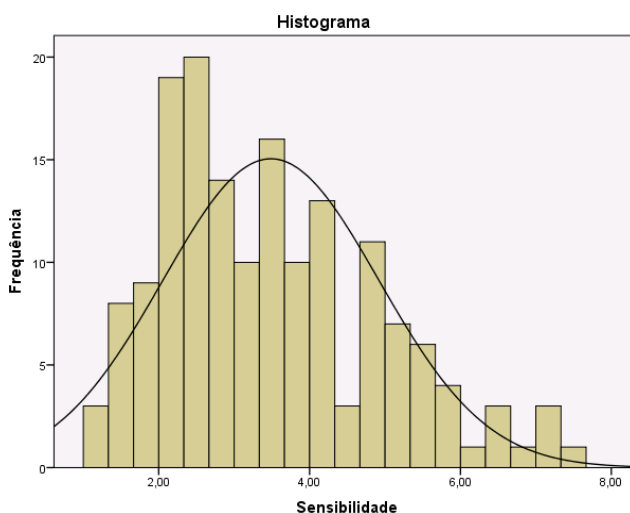
Fig. 5.6 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de consolidação secundária na análise entre áreas

5.1.3. DA BACIA

Por fim foi realizada uma análise estatística da extensão total da área estudada (conjunto das 6 áreas), a qual denomina-mos por bacia. O conjunto de dados analisado encontra-se apresentado no Anexo A4.3. O parâmetro de sensibilidade é o que apresenta um maior conjunto de resultados pois foi o parâmetro para o qual se realizaram mais ensaios.

Analisando o conjunto de elementos verifica-se que o parâmetro de sensibilidade é representado por um conjunto de 162 elementos, enquanto o coeficiente de tixotropia e coeficiente de consolidação secundária apenas se encontra representados por 35 valores.

Dados Descritivos			
			Erro Padrão
Sensibilidade	Média		3,487
	95% Intervalo de Confiança	Limite inferior	3,265
		Limite superior	3,709
	5% da média aparada		3,412
	Mediana		3,210
	Variância		2,050
	Desvio Padrão		1,432
	Mínimo		1,140
	Máximo		7,560
	Intervalo		6,420
	Intervalo interquartil		1,893
	Assimetria		0,725
	Curtose		-0,032
			0,112



Testes de Normalidade						
Sensibilidade	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estatística	df	Sig.	Estatística	df	Sig.
	,099	162	,001	,951	162	,000

a. Correlação de Significância de Lilliefors

Fig. 5.7 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de sensibilidade na análise na bacia

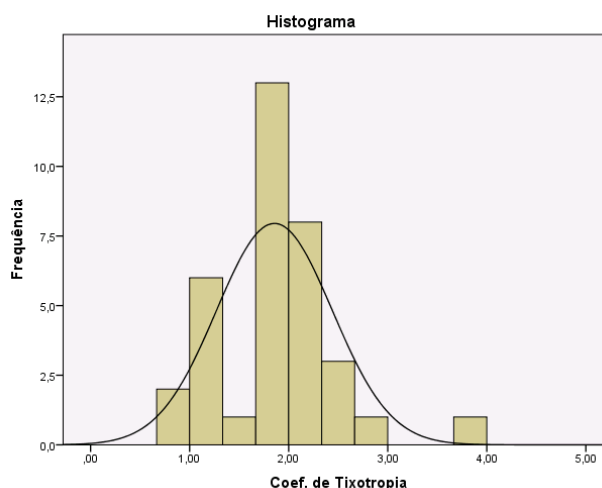
Uma vez que a análise estatística do parâmetro de sensibilidade (Fig. 5.7) foi feita com base em 162 elementos, o valor-p que deve ser considerado para verificar se este conjunto de elementos se comporta como uma distribuição normal é o obtido pelo modelo de Kolmogorov-Smirnov. Deste modo podemos verificar que o valor obtido (0,001) é inferior a 0,05, o que nos permite concluir que o conjunto de dados analisado não se apresenta como uma distribuição normal, logo, não pode ser utilizado como valor representativo da sensibilidade da bacia.

Embora a análise do coeficiente de tixotropia e do coeficiente de consolidação secundária contenha menos elementos para a análise estatística realizada, o valor-p que deve ser considerado no resultado final é o obtido pelo modelo Kolmogorov-Sirnov, uma vez que, se trata de conjuntos com mais de 30 elementos.

Pela análise dos resultados apresentados na Fig. 5.8 verifica-se que o valor-p obtido é igual a 0,2 o que nos permite aceitar o valor correspondente à média do coeficiente de tixotropia como representativo da bacia estudada.

Realizando a mesma análise, relativamente aos resultados obtidos na análise estatística dos coeficientes de consolidação secundária (Fig. 5.9), verifica-se que este conjunto não se apresenta como uma distribuição normal, pois o valor-p obtido é inferior a 0,05. Desta forma os dados descritivos obtidos neste conjunto de dados não podem ser utilizados para representar a extensão total de área estudada.

Dados Descritivos			
			Erro Padrão
Coef. de Tixotropia	Média		1,856
	95% Intervalo de Confiança	Limite inferior	1,655
		Limite superior	2,057
	5% da média aparada		1,832
	Mediana		1,820
	Variância		0,343
	Desvio Padrão		0,585
	Mínimo		0,750
	Máximo		3,700
	Intervalo		2,950
	Intervalo interquartil		0,700
	Assimetria		0,607
	Curtose		1,726
			0,398
			0,778



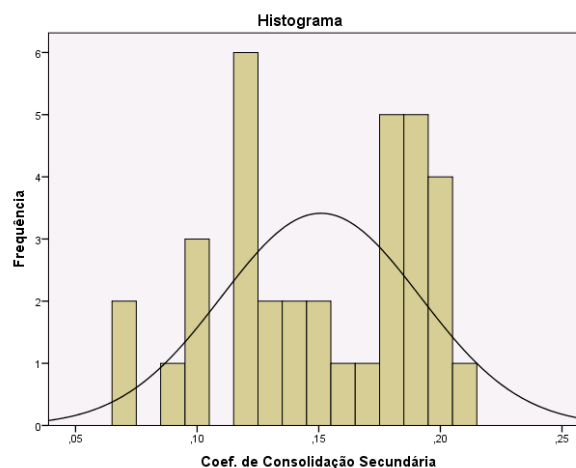
Testes de Normalidade						
Coef. de Tixotropia	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estatística	df	Sig.	Estatística	df	Sig.
	,118	35	,200*	,954	35	,155

*. Este é um limite inferior da significância verdadeira.

a. Correlação de Significância de Lilliefors

Fig. 5.8 – Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de tixotropia na análise na bacia

Dados Descritivos			
			Erro Padrão
Coef. de Consolidação Secundária	Média		0,151
	95% Intervalo de Confiança	Limite inferior	0,137
		Limite superior	0,165
	5% da média aparada		0,152
	Mediana		0,150
	Variância		0,002
	Desvio Padrão		0,041
	Mínimo		0,070
	Máximo		0,210
	Intervalo		0,140
	Intervalo interquartil		0,070
	Assimetria		-0,347
	Curtose		-1,075
			0,398
			0,778



Testes de Normalidade						
Coef. de Consolidação Secundária	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estatística	df	Sig.	Estatística	df	Sig.
	,191	35	,002	,923	35	,018

a. Correlação de Significância de Lilliefors

Fig. 5.9 - Resultados obtidos no software SPSS para o parâmetro de consolidação secundária na análise na bacia

5.2. MODELOS DE REGRESSÃO

Nesta fase do trabalho pretende-se correlacionar os diferentes parâmetros (sensibilidade, coeficiente de tixotropia e coeficiente de consolidação secundária) estudados ao longo de todo o trabalho de forma a perceber se existe alguma relação direta entre eles.

5.2.1. RELAÇÃO ENTRE A SENSIBILIDADE E A TIXOTROPIA

Após terem sido determinados os valores de sensibilidade que caracterizam toda a área analisada, bem como os coeficientes de tixotropia obtidos em cada um dos ensaios realizados, tentou perceber-se se existe alguma relação entre estes dois parâmetros. Assim, utilizando valores de diversas amostras das 6 áreas em que foram realizados ensaios de tixotropia e sensibilidade foi feito um gráfico (Fig. 5.10) onde estes dados se encontram apresentados.

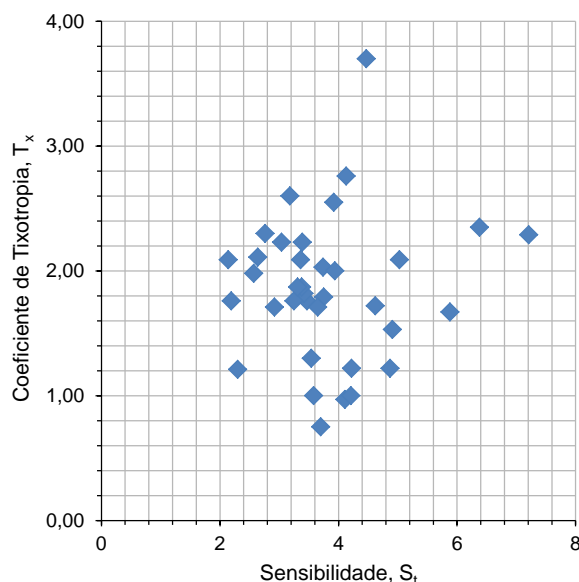


Fig. 5.10 - Relação dos coeficientes de tixotropia (T_x) com a sensibilidade (S_t)

Analisando o gráfico da Fig. 5.10 que tenta relacionar o coeficiente de tixotropia e a sensibilidade é possível verificar que não se encontram nenhuma relação direta entre estes dois parâmetros.

5.2.2. RELAÇÃO ENTRE A TIXOTROPIA E A CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA

A análise realizada no ponto 5.2.1 apresentada anteriormente foi feita para os coeficientes de tixotropia e os coeficientes de consolidação secundária obtidos. Assim, condensando os valores dos coeficientes de tixotropia e consolidação secundária adquiridos nos ensaios realizadas nas várias amostras das diferentes áreas na tal a área total foi dividida, foi conseguido o gráfico apresentado na Fig. 5.11. Após analisar o gráfico pode ser concluído que não existe qualquer relação direta entre estes dois parâmetros, pois os pontos representados no gráfico apresentam-se muito dispersos não assumindo qualquer tendência.

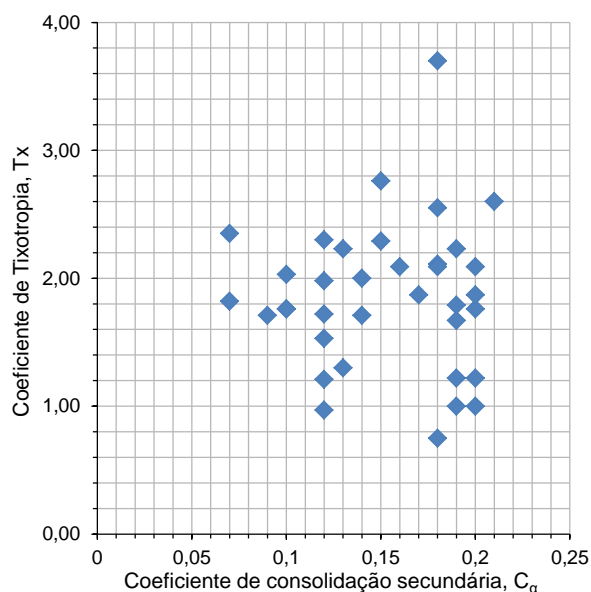


Fig. 5.11 - Relação entre o coeficiente de tixotropia (T_x) e o coeficiente de consolidação secundária (C_α)

5.2.3. RELAÇÃO ENTRE A SENSIBILIDADE E A CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA

Por fim, foi estudada a possibilidade de existir uma relação entre a sensibilidade do solo e a consolidação secundária que este sofre ao longo no tempo. A análise foi feita de forma idêntica às análises apresentadas anteriormente, ou seja, utilizando os valores de sensibilidade e dos coeficientes de consolidação conseguidos em cada uma das 6 áreas ensaiadas, estes foram condensados e são representados do gráfico da Fig. 5.12.

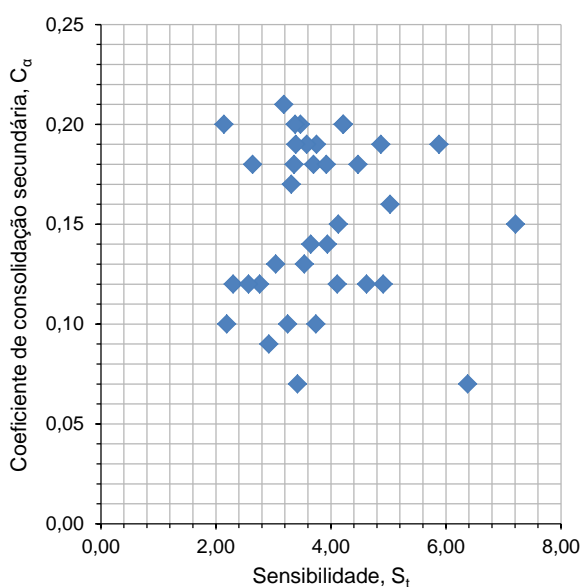


Fig. 5.12 - Relação entre a sensibilidade (S_t) e o coeficiente de consolidação secundária (C_α)

Observando o gráfico é possível verificar que tal como nas relações anteriores, não se verifica uma correlação direta entre estes dois parâmetros. O fato dos valores de C_α estarem balizados entre 0,05 e 0,25 podem contribuir para que não seja encontrada uma relação entre estes dois parâmetros.

6

CONCLUSÕES

6.1. AVALIAÇÃO FINAL

Para realizar qualquer tipo de obra sobre um solo é necessário conhecer as características que este apresenta para saber quais os esforços que podem ser solicitados sobre o solo. Desta forma é bastante importante caracterizar os solos quanto à sua resistência, composição granulométrica, teor em água entre outros parâmetros.

A concretização deste trabalho focou-se no estudo da sensibilidade de argilas que constituem uma grande extensão do offshore brasileiro e do comportamento tixotrópico que estas apresentam. Foram também estudados os assentamentos que ocorrem no solo devidos à consolidação secundária que este sofre.

Com a realização do presente trabalho foi ainda conseguida a caracterização da zona em estudo quanto à composição granulométrica do solo, bem como os limites de plasticidade e liquidez deste. Com base nessa caracterização verificou-se que o solo estudado é constituído essencialmente por argila e silte.

O estudo da sensibilidade e da tixotropia permitem caracterizar as argilas quanto à sua capacidade de perder resistência quando perturbada a sua estrutura inicial, bem como a capacidade que estas argilas apresentam em voltar a ganhar resistência quando se encontram em repouso. Tanto a sensibilidade como a tixotropia são regidas pela percentagem de argila presente no solo, pois ambas dependem da estrutura das partículas que constituem a argila.

Um dos objetivos do presente trabalho era encontrar uma relação direta entre a tixotropia e a consolidação secundária pois ambos são efeitos de segunda ordem, e uma vez que existem relações diretas entre efeitos de primeira ordem, previa-se que tal pudesse acontecer entre a tixotropia e a consolidação secundária. No entanto, a ausência da existência de uma relação direta entre a tixotropia ou a sensibilidade e a consolidação secundária pode ser devida ao fato deste fenómeno ser regido pela percentagem de silte presente no solo, e esta percentagem ainda ser bastante significativa.

Para a concretização deste trabalho foi necessário a realização de inúmeros ensaios para avaliar a sensibilidade, tixotropia e de consolidação que nos permitiram retirar algumas conclusões que devem ser tidas em conta na prática destes. Assim, verificou-se que todos os ensaios realizados para avaliar a sensibilidade e a tixotropia devem ser realizados pelo mesmo operador de forma a minimizar possíveis erros na leitura da penetração. Verificou-se ainda que os provetes, utilizados para realizar o ensaio de *fall cone test*, não devem ser armazenados uns sobre os outros.

De qualquer forma, o objetivo de tentar encontrar uma relação entre os 3 parâmetros foi atingido, embora os resultados obtidos não tenham sido os mais desejados, visto que não se encontrou uma relação clara e direta entre eles.

6.2. PROPOSTAS PARA INVESTIGAÇÕES FUTURAS

Para estudos futuros, tendo em conta o tema apresentado nesta dissertação é proposto que se realizem ensaios edométricos com estágios de duração superior a 24h, de forma a obter curvas em que o fim da consolidação primária se encontra melhor definido do que nas curvas utilizadas na realização do presente trabalho.

A realização do mesmo estudo, mas efetuando uma análise que divide as diferentes amostras consoante a percentagem de argila que apresentam na sua constituição.

Realizar uma análise semelhante à análise realizada no presente trabalho mas em solos que apresentem uma maior percentagem de argila, de forma que a consolidação secundária que ocorre no solo não seja regida pela presença de outros materiais.

BIBLIOGRAFIA

- Baroni, M. (2010). *Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósito da Bara da Tijuca*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, COPPE da Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Bertuol, F. (2009). *Caracterização geotécnica da sensibilidade de um depósito sedimentar do Rio Grande do Sul com o uso de ensaios de laboratório*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Borges Bonito, F. (2008). *Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes da Ria de Aveiro*. Dissertação de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.
- Budhu, M. (1999). *Soil Mechanics and Foundations*. 2ª Edição, John Wiley & Sons, Inc. USA.
- Futai, M. (2010). *Considerações sobre a Influência do Adensamento Secundário e do Uso de Reforços em Aterros sobre Solos Moles*. Dissertação de Livre Docência apresentada ao departamento de Estruturas e Geotecnia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Germaine, T., Germaine, V. (2009). *Geotechnical Laboratory Measurements Engineers*. 1ª Edição, John Wiley & Sons, Inc.
- Houlsby, G. T. (1982). *Theoretical analysis of the fall cone test*. Geotéchnique 32, No. 2, 111-118.
- Kestler, M. A. (1982). *Correlations and comparisons between the Casagrande liquid limit device and the fall cone*. M. S Thesis, Massachusetts Institute of Technology.
- Koumoto, T., Houlsby, G. T. (2001). *Theory and practice of the fall cone test*. Geotéchnique 51, No. 8, 701-712.
- Lamb, T William. (1969). *Soil mechanics – Series In Soil Engineering*. John Wiley & Sons, United States of American.
- Maranhão, H. (2008). *Consolidação em Solos Moles, Uma Análise Comparativa*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais (Volume 1)*. 1ª Edição, FEUP Edições, Porto.
- Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*. 1ª Edição, John Wiley & Sons, Inc. New York.
- Nagaraj, T.S. & Miura, N. (2001) – *Soft clay behaviour: analysis and assessment*. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands. 315.
- Navarro, V., Alonso, E. E (2001). *Secondary compression of clays as a local dehydration process*. Géotechnique 51, No. 10, 859-869.
- Ortigão, J.A.R. (1993). *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. LTC Editores, Rio de Janeiro.
- Pinto, C. S. (2006). *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3ª Edição, Oficina de Textos. São Paulo.
- Rosenqvist, I. Th. (1953). *Consideration on the Sensitivity of Norwegian quick clays*. Geotéchnique v3, No. 5, 195-200.

Santos Correia, A. (2011). *Aplicabilidade da técnica de deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra.

Santos, J. (2011). *Comportamento Geotécnico de Solos Argilosos do Vale Diapírico de Sesimbra*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica, Universidade Nova de Lisboa.

Silva Abrantes, A. (2008). *Problemas de consolidação na construção de aterros sobre solos moles*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.

Skempton, A. W, Northey, R. D. (1952). *The sensitivity of clays*. Geotéchnique v3, No. 1, 30-53.

Skempton, A. W. (1953). *The colloidal activity of clays*. In Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Zurich. v1, 57-61.

Sousa, P. (2011). *Limite de Liquidez – Correlações e Comparações entre os Métodos de Fall Cone e da Concha de Casagrande*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Tan, Phonn, Hight & Leroueil (eds).(2007). *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*. Taylor & Francis Group, London, 1893-1931.

Marangon, M. (2009). *Mecânica dos Solos II – Resistência ao cisalhamento dos Solo*. (<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/07-MS-Unidade-05-Resist%C3%Aancia-Parte-2-2013.pdf>). Acedido em 5/05/2014.

Tonin, F. (2013). *Mecânica de Solos – Compressibilidade e Teoria do adensamento*. (<http://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2013/06/aula-compressibilidade-e-adensamento.pdf>). Acedido em 5/05/2014.

VJ Tech (<http://www.vjtech.co.uk/products/soil-rock-testing/consolidation-testing/consolidation-frames-apparatus/automatic-consolidation-system-acons>). Acedido em 10/05/2014.

GEONOR.

(http://www.geonor.no/index.php?option=com_content&view=article&id=8&Itemid=58&lang=en). Acedido em 22/04/2014.

UFBA - Escola Politécnica - DCTM Laboratório de Geotecnia

(<http://www.geotecnia.ufba.br/?vai=Extens%20E3o/Ensaio%20de%20Laborat%20rio/Triaxial>). Acedido em 18/04/2014.

(<http://www.instituto-camoes.pt/glossario/Textos/Agronomia/HTM/ablacao.html>). Acedido em 28/03/2014.

ABNT/ NBR 6489

(<https://www.google.pt/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=2&ved=0CCcQFjAB&url=http%3A%2F%2Ffiles.ilcoribeirowebnode.com.br%2F200000073-35f6f36f0f%2FNBR%25206489.pdf&ei=-JRPVL3ROpLgaoeWgsAG&usg=AFQjCNHulNUtZHR4VcKQsGHZxbaNNTZJgA&sig2=hWLI4VHT6fGpmVk0qc2rxQ>). Acedido 25/04/2014

ABNT/ NBR 7180

(<https://www.google.pt/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0CCEQFjAA&url=http%3A%2F%2Ffiles.ilcoribeirowebnode.com.br%2F200000085->

[5d2195d9d7%2FNBR%25207180.pdf&ei=2ZVPVIfzDNfXatCtgNgG&usg=AFQjCNE6ODcUTGVXBKSLPGbw9cUq2P-oQ&sig2=FUEGTX9GBJy1ZbTCmJqDiw](https://www.researchgate.net/publication/25207180_5d2195d9d7%2FNBR%25207180.pdf&ei=2ZVPVIfzDNfXatCtgNgG&usg=AFQjCNE6ODcUTGVXBKSLPGbw9cUq2P-oQ&sig2=FUEGTX9GBJy1ZbTCmJqDiw)). Acedido 25/04/2014

ANEXOS

ANEXO 1

Anexo A1.1 – Identificação das amostras nas quais se estudou a tixotropia do solo

Tixotropia			
Nº Amostra	Furo	Profundidade média (m)	Área
ST1443	F261	4,11	1
ST1491	F260	5,03	
ST1552	F261	16,00	
ST1561	F261	9,60	
ST1829	F259	16,91	
ST1860	F259	10,51	
ST1929	F260	16,00	
ST1874	F107	13,26	2
ST1893	F107	6,86	
ST1939	F243	14,17	
ST1943	F243	18,74	
ST1252	F275	5,03	3
ST1268	F275	15,09	
ST1282	F244	10,51	
ST1400	F276	5,03	
ST1563	F245	9,60	
ST1798	F245	15,09	
ST1128	F189	11,43	4
ST1142	F191	11,43	
ST1146	F286	15,09	
ST1169	F190	10,51	
ST1194	F190	15,09	
ST1197	F190	5,03	
ST1337	F287	13,26	
ST1347	F287	18,90	
ST1358	F191	16,00	
ST1367	F189	16,00	
ST1085	F225	5,03	5
ST1305	F227	10,51	
ST1313	F264	8,69	
ST1407	F225	16,00	
ST1445	F278	15,09	
ST1602	F226	16,00	
ST1611	F226	9,60	
ST1811	F227	15,09	
ST1883	F262	11,43	

ST1293	F272	5,03	6
ST1318	F272	10,51	
ST1468	F274	5,03	
ST1818	F273	5,03	
ST1825	F273	10,51	
ST1915	F272	15,09	

Anexo A1.2 – Identificação das amostras nas quais se estudou a sensibilidade do solo

Sensibilidade			
Nº Amostra	Furo	Profundidade média (m)	Área
ST1443	F261	4,11	1
ST1473	F260	2,29	
ST1478	F260	13,26	
ST1482	F260	5,94	
ST1483	F260	9,60	
ST1488	F260	10,51	
ST1491	F260	5,03	
ST1506	F261	13,26	
ST1535	F261	18,68	
ST1542	F260	18,44	
ST1552	F261	16,00	
ST1556	F261	5,94	
ST1561	F261	9,60	
ST1569	F261	2,29	
ST1829	F259	16,91	
ST1835	F259	5,94	
ST1836	F259	13,26	
ST1860	F259	10,51	
ST1866	F259	9,60	
ST1867	F259	2,29	
ST1929	F260	16,00	
ST1583	F243	13,26	2
ST1874	F107	13,26	
ST1876	F107	17,81	
ST1882	F107	14,17	
ST1886	F107	5,94	
ST1893	F107	6,86	
ST1900	F107	2,29	
ST1901	F107	10,51	
ST1939	F243	14,17	
ST1941	F243	5,94	

ST1943	F243	18,74	
ST1946	F243	16,91	
ST1947	F243	2,29	
ST1948	F243	9,60	
ST1243	F244	18,40	3
ST1245	F275	9,60	
ST1252	F275	5,03	
ST1261	F275	5,94	
ST1268	F275	15,09	
ST1271	F275	16,91	
ST1272	F275	13,26	
ST1276	F244	5,94	
ST1280	F244	13,26	
ST1282	F244	10,51	
ST1284	F244	2,29	
ST1370	F276	16,91	
ST1375	F276	13,26	
ST1388	F276	2,29	
ST1399	F276	5,94	
ST1400	F276	5,03	
ST1534	F245	16,00	
ST1547	F244	9,60	
ST1550	F244	16,00	
ST1558	F245	2,29	
ST1560	F245	13,26	
ST1563	F245	9,60	
ST1566	F245	5,94	
ST1798	F245	15,09	
ST1127	F286	13,26	4
ST1130	F189	5,94	
ST1131	F286	9,60	
ST1133	F189	16,91	
ST1137	F189	9,60	
ST1149	F286	5,94	
ST1151	F191	2,29	
ST1154	F189	2,29	
ST1172	F190	5,94	
ST1173	F288	17,83	
ST1174	F288	20,77	
ST1175	F190	13,26	
ST1176	F288	2,29	
ST1180	F288	9,60	
ST1182	F288	14,17	

ST1199	F288	5,94	
ST1203	F190	9,60	
ST1321	F191	16,91	
ST1338	F191	9,60	
ST1343	F191	5,94	
ST1345	F287	10,51	
ST1347	F287	18,90	
ST1349	F287	15,09	
ST1353	F287	5,94	
ST1361	F286	16,91	
ST1363	F190	16,91	
ST1364	F189	13,26	
ST1365	F189	19,51	
ST1366	F191	13,26	
ST1742	F286	2,29	
ST1834	F190	2,29	
ST2014	F287	2,29	
ST1603	F226	8,69	5
ST1085	F225	5,03	
ST1092	F225	9,60	
ST1102	F225	5,94	
ST1107	F225	2,29	
ST1220	F278	10,51	
ST1248	F227	9,60	
ST1251	F227	14,17	
ST1253	F227	5,03	
ST1263	F227	5,94	
ST1266	F227	2,29	
ST1295	F264	13,26	
ST1296	F264	9,60	
ST1298	F264	2,29	
ST1305	F227	10,51	
ST1307	F264	5,03	
ST1312	F264	15,09	
ST1313	F264	8,69	
ST1315	F264	5,94	
ST1319	F278	2,29	
ST1320	F278	13,26	
ST1323	F278	9,60	
ST1325	F278	5,03	
ST1327	F278	16,00	
ST1341	F278	5,94	
ST1355	F278	18,77	

ST1407	F225	16,00	
ST1408	F225	18,24	
ST1445	F278	15,09	
ST1571	F264	16,00	
ST1573	F227	17,83	
ST1577	F262	19,54	
ST1579	F262	16,91	
ST1585	F226	5,94	
ST1588	F226	2,29	
ST1594	F226	16,91	
ST1595	F226	5,03	
ST1599	F262	2,29	
ST1160	F226	16,00	
ST1606	F226	13,26	
ST1611	F226	9,60	
ST1613	F262	5,03	
ST1614	F262	9,60	
ST1615	F262	13,26	
ST1616	F262	5,94	
ST1811	F227	15,09	
ST1883	F262	11,43	
ST1908	F262	16,00	6
ST1290	F272	9,60	
ST1293	F272	5,03	
ST1297	F272	19,62	
ST1300	F272	16,91	
ST1317	F272	5,94	
ST1318	F272	10,51	
ST1456	F272	13,26	
ST1459	F272	2,29	
ST1463	F274	9,60	
ST1464	F274	5,94	
ST1465	F274	2,29	
ST1468	F274	5,03	
ST1470	F274	16,00	
ST1472	F274	13,26	
ST1785	F273	5,94	
ST1786	F273	13,26	
ST1804	F273	2,29	
ST1807	F273	9,60	
ST1818	F273	5,03	
ST1821	F273	18,74	
ST1825	F273	10,51	

ST1828	F273	16,00	
ST1931	F274	19,43	

Anexo A1.3 – Identificação das amostras nas quais se estudou a consolidação secundária do solo

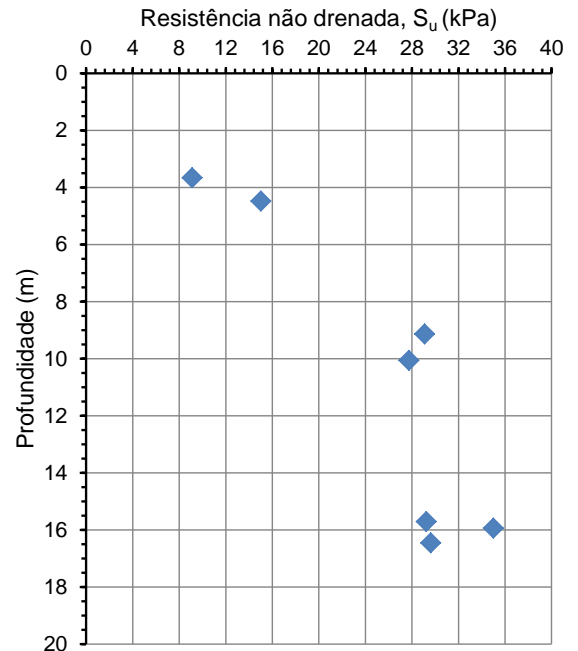
Consolidação Secundária			
Nº Amostra	Furo	Profundidade média (m)	Área
C1443	F261	4,11	1
C1481	F260	12,34	
C1490	F260	7,77	
C1512	F260	3,20	
C1559	F261	7,77	
C1789	F261	16,91	
C1837	F259	16,00	
C1859	F259	12,34	
C1869	F259	4,11	
C2039	F260	16,91	
C1880	F107	7,77	2
C1913	F243	16,00	
C1257	F275	16,00	3
C1273	F275	7,77	
C1277	F244	16,91	
C1279	F244	7,77	
C1281	F244	12,34	
C1376	F276	16,00	
C1377	F276	12,34	
C1396	F276	7,77	
C1548	F245	7,77	
C1553	F245	16,00	
C1937	F245	3,20	4
C1144	F286	7,77	
C1152	F286	16,00	
C1158	F286	12,34	
C1183	F189	12,34	
C1185	F190	12,34	
C1189	F190	7,77	
C1339	F287	12,34	
C1346	F191	7,77	
C1359	F287	16,00	
C1810	F287	7,77	
C1833	F190	16,00	

C1100	F225	7,77	5
C1120	F225	12,34	
C1121	F225	16,91	
C1210	F278	7,77	
C1225	F278	16,91	
C1256	F227	16,91	
C1287	F264	7,77	
C1288	F264	16,91	
C1310	F264	4,11	
C1336	F278	12,34	
C1582	F226	7,77	
C1600	F262	4,11	
C1602	F226	16,00	
C1466	F274	7,77	6
C1485	F274	12,34	
C1816	F273	7,77	

ANEXO 2

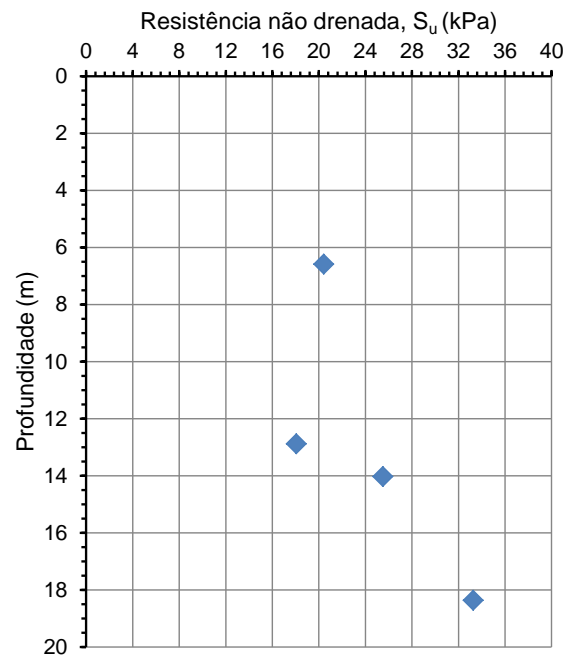
Anexo A2.1 – Registro das amostras da área 1 nas quais foi avaliada a tixotropia e representação gráfica da resistência em função da profundidade

Nº Amostra	Furo	Profundidade (m)	Su (kPa)
ST1443	F261	3,66	9,11
ST1491	F260	4,48	15,02
ST1561	F261	9,14	29,09
ST1860	F259	10,06	27,74
ST1552	F261	15,71	29,24
ST1929	F259	15,94	35,00
ST1829	F259	16,46	29,62



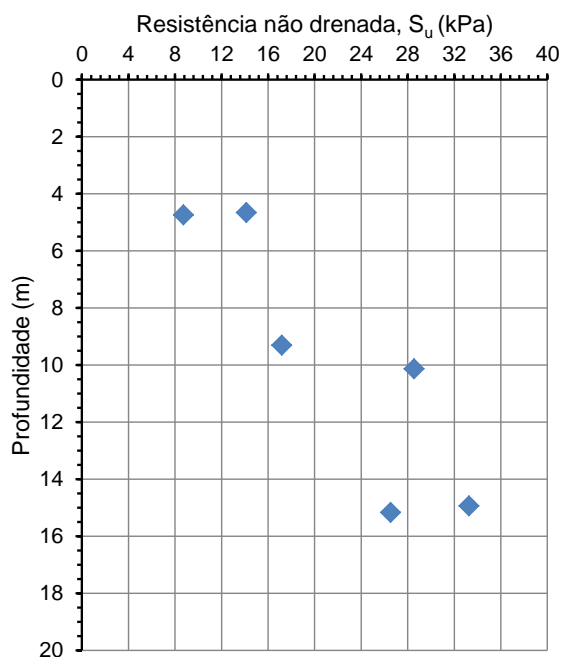
Anexo A2.2 - Registro das amostras da área 2 nas quais foi avaliada a tixotropia e representação gráfica da resistência em função da profundidade

Nº Amostra	Furo	Profundidade (m)	Su (kPa)
ST1893	F107	6,59	20,42
ST1874	F107	12,88	18,07
ST1939	F243	14,03	25,51
ST1943	F243	18,37	33,26



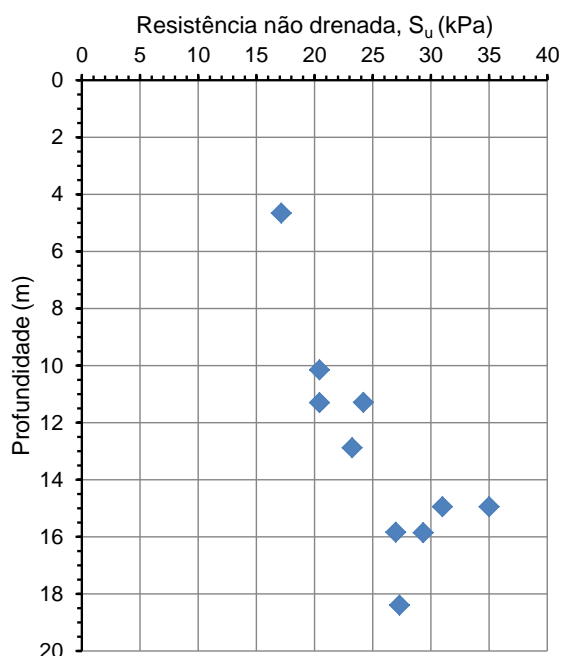
Anexo A2.3 - Registo das amostras da área 3 nas quais foi avaliada a tixotropia e representação gráfica da resistência em função da profundidade

Nº Amostra	Furo	Profundidade (m)	Su (kPa)
ST1252	F275	4,66	14,13
ST1400	F276	4,74	8,73
ST1563	F245	9,31	17,18
ST1282	F244	10,14	28,55
ST1798	F245	14,94	33,26
ST1268	F275	15,17	26,53



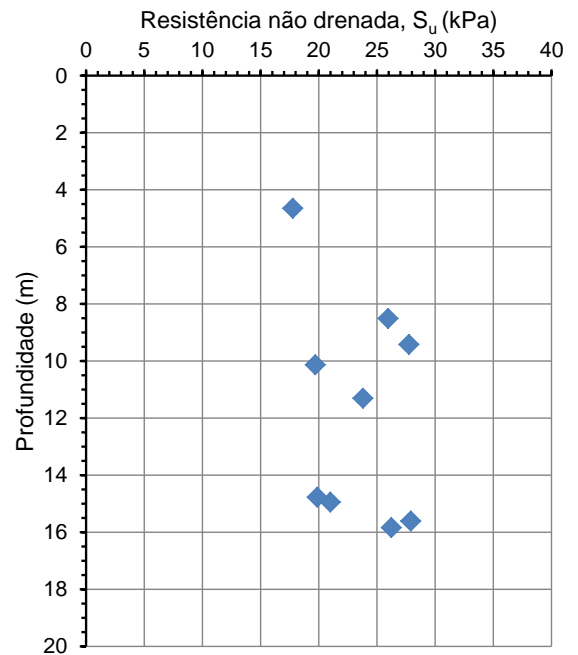
Anexo A2.4 - Registo das amostras da área 4 nas quais foi avaliada a tixotropia e representação gráfica da resistência em função da profundidade

Nº Amostra	Furo	Profundidade (m)	Su (kPa)
ST1197	F190	4,66	17,14
ST1169	F190	10,15	20,42
ST1142	F191	11,29	24,20
ST1128	F189	11,30	20,42
ST1337	F287	12,88	23,22
ST1146	F286	14,95	30,98
ST1194	F190	14,95	35,00
ST1367	F189	15,84	26,97
ST1358	F191	15,86	29,34
ST1347	F287	18,40	27,30



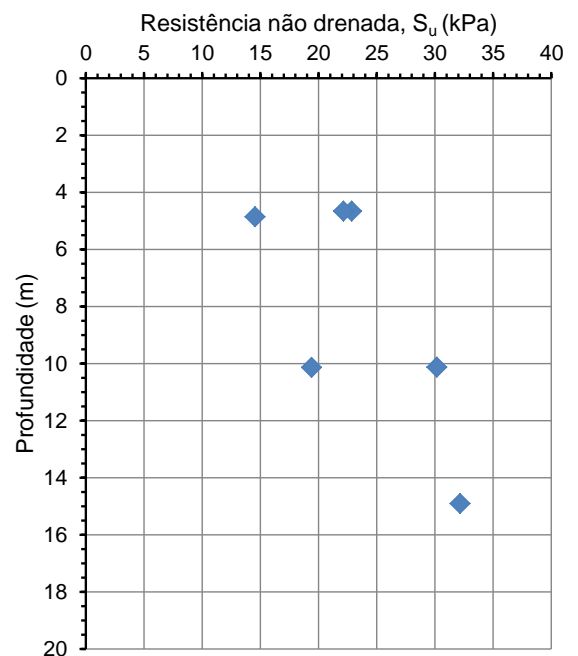
Anexo A2.5 - Registo das amostras da área 5 nas quais foi avaliada a tixotropia e representação gráfica da resistência em função da profundidade

Nº Amostra	Furo	Profundidade (m)	Su (kPa)
ST1085	F225	4,65	17,77
ST1313	F264	8,51	25,94
ST1611	F226	9,42	27,74
ST1305	F227	10,14	19,71
ST1883	F262	11,31	23,79
ST1445	F278	14,78	19,87
ST1811	F227	14,95	20,99
ST1602	F226	15,61	27,90
ST1407	F225	15,84	26,23



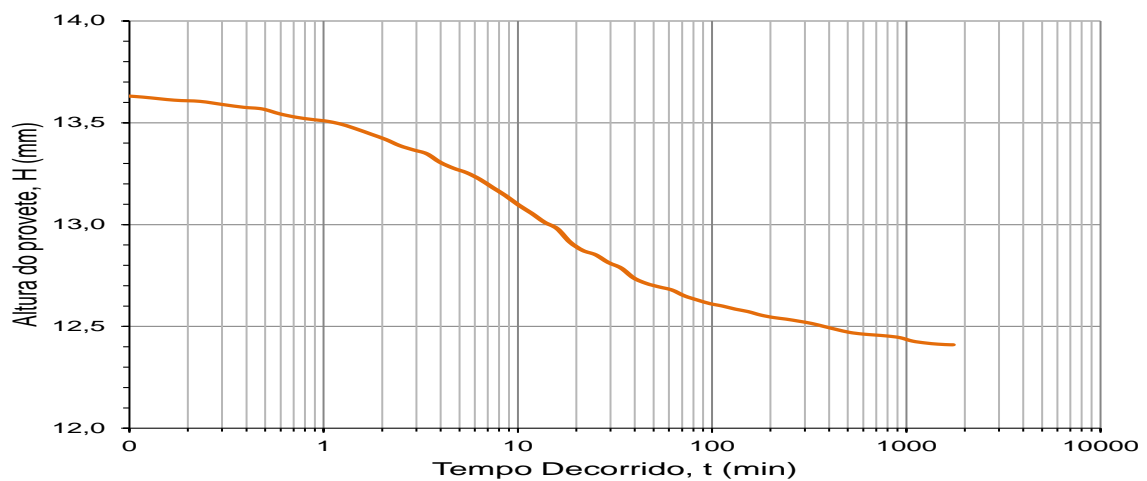
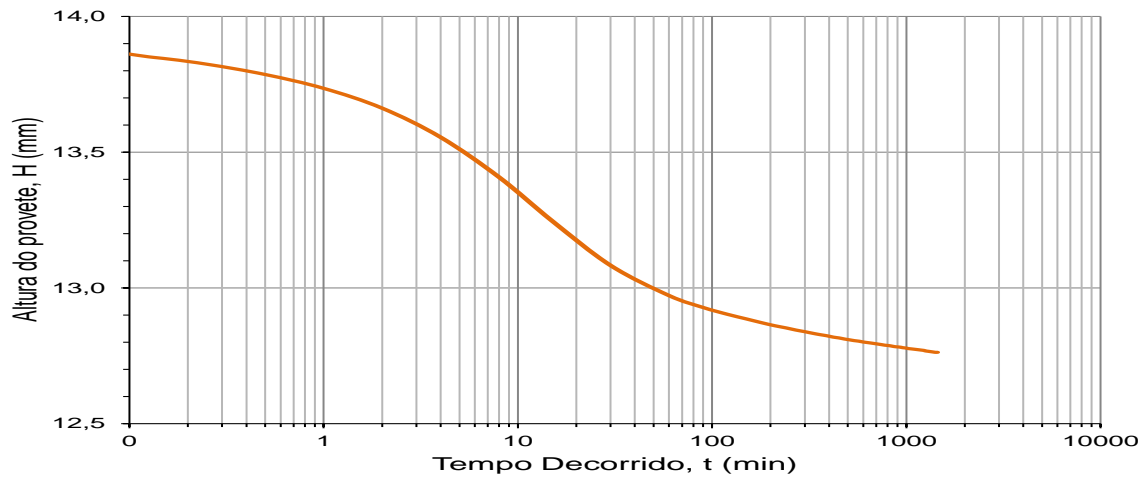
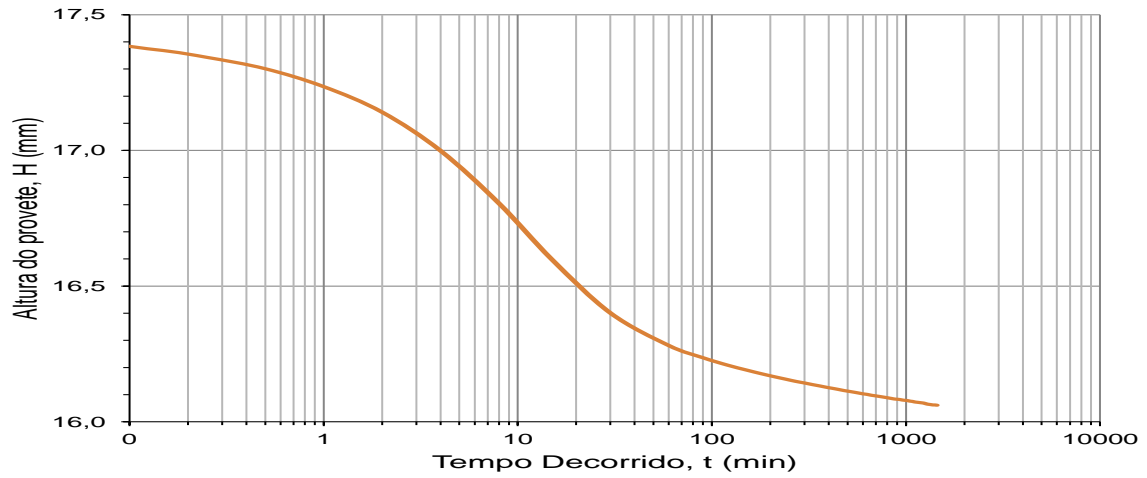
Anexo A2.6 - Registo das amostras da área 6 nas quais foi avaliada a tixotropia e representação gráfica da resistência em função da profundidade

Nº Amostra	Furo	Profundidade (m)	Su (kPa)
ST1293	F272	4,66	22,85
ST1818	F273	4,66	22,14
ST1468	F274	4,86	14,53
ST1318	F272	10,13	30,17
ST1825	F273	10,14	19,40
ST1915	F272	14,91	32,16



ANEXO 3

Anexo A3.1 – Exemplo de algumas curvas obtidas no ensaio edométrico



ANEXO 4

Anexo A4.1 - Conjunto de dados analisados estatisticamente entre amostradores

Sensibilidade	Coeficiente de Tixotropia	Coeficiente de Consolidação Secundária
5,88	1,67	0,19
4,13	2,76	0,15
3,54	1,30	0,13
3,42	1,82	0,07
3,38	1,87	0,20
2,19	1,76	0,10
6,38	2,35	0,07
3,25	1,76	0,10
5,03	2,09	0,16
2,76	2,30	0,12

Anexo A4.2 - Conjunto de dados analisados estatisticamente entre áreas

Sensibilidade	Coeficiente de Tixotropia	Coeficiente de Consolidação Secundária
4,62	1,72	0,12
2,92	1,71	0,09
3,38	1,87	0,20
2,19	1,76	0,10
3,70	0,75	0,18
3,65	1,71	0,14
3,18	2,60	0,21
6,38	2,35	0,07
3,25	1,76	0,10
2,57	1,98	0,12
3,31	1,87	0,17
3,58	1,00	0,19

3,39	2,23	0,19
4,91	1,53	0,12
3,92	2,55	0,18
4,11	0,97	0,12
3,04	2,23	0,13
3,94	2,00	0,14
4,87	1,22	0,19
2,64	2,11	0,18

Anexo A4.3 - Conjunto de dados analisados estatisticamente da bacia

Sensibilidade	Coeficiente de Tixotropia	Coeficiente de Consolidação Secundária
2,47	2,09	0,16
2,52	2,30	0,12
3,65	1,67	0,19
3,47	2,76	0,15
5,88	1,76	0,20
5,30	2,29	0,15
5,13	3,70	0,18
4,24	1,72	0,12
7,20	1,71	0,09
1,98	2,03	0,10
2,28	1,79	0,19
5,03	1,30	0,13
4,02	1,82	0,07
1,49	1,21	0,12
3,20	1,87	0,20
4,05	1,76	0,10
4,47	0,75	0,18
4,13	1,71	0,14
2,76	2,60	0,21

1,14	2,35	0,07
3,08	1,76	0,10
5,21	1,98	0,12
4,85	1,87	0,17
6,44	1,00	0,19
3,92	2,23	0,19
3,45	1,53	0,12
1,98	2,55	0,18
2,69	0,97	0,12
2,92	2,23	0,13
6,66	2,00	0,14
6,45	1,22	0,19
2,91	2,11	0,18
3,41	1,22	0,20
2,03	2,09	0,18
3,85	1,00	0,20
4,19	-	-
2,51	-	-
2,48	-	-
3,16	-	-
3,78	-	-
2,30	-	-
1,99	-	-
3,34	-	-
2,88	-	-
3,13	-	-
2,56	-	-
3,22	-	-
5,57	-	-
3,85	-	-
3,59	-	-
2,21	-	-

5,71	-	-
3,42	-	-
5,56	-	-
1,94	-	-
1,23	-	-
2,75	-	-
2,22	-	-
1,47	-	-
2,40	-	-
1,56	-	-
4,75	-	-
2,85	-	-
2,09	-	-
2,65	-	-
2,00	-	-
5,57	-	-
6,94	-	-
4,85	-	-
4,78	-	-
2,00	-	-
2,90	-	-
4,87	-	-
3,40	-	-
2,52	-	-
3,12	-	-
3,40	-	-
2,56	-	-
1,60	-	-
2,54	-	-
2,55	-	-
3,15	-	-
1,49	-	-

3,10	-	-
3,76	-	-
4,13	-	-
1,40	-	-
2,90	-	-
1,98	-	-
1,60	-	-
3,71	-	-
2,50	-	-
5,12	-	-
4,02	-	-
3,95	-	-
5,68	-	-
3,58	-	-
2,32	-	-
3,98	-	-
3,76	-	-
4,44	-	-
2,58	-	-
5,55	-	-
5,25	-	-
2,32	-	-
2,19	-	-
5,30	-	-
4,76	-	-
4,87	-	-
4,15	-	-
7,31	-	-
6,03	-	-
2,66	-	-
4,91	-	-
2,59	-	-

4,78	-	-
3,51	-	-
1,78	-	-
3,94	-	-
2,51	-	-
7,19	-	-
4,97	-	-
2,39	-	-
2,83	-	-
2,64	-	-
3,04	-	-
3,58	-	-
2,80	-	-
4,01	-	-
2,20	-	-
3,39	-	-
2,20	-	-
5,85	-	-
2,10	-	-
7,56	-	-
2,26	-	-
1,82	-	-
4,17	-	-
5,54	-	-
4,19	-	-
2,51	-	-
2,48	-	-
4,59	-	-
4,22	-	-
4,21	-	-
2,00	-	-
3,34	-	-

2,88	-	-
3,22	-	-
5,57	-	-
4,73	-	-
3,36	-	-
1,78	-	-
3,59	-	-
2,14	-	-
2,16	-	-
1,94	-	-
1,23	-	-
2,94	-	-
2,75	-	-
2,22	-	-
1,47	-	-